

# Experimento Vial de la AASHO y las Guías de Diseño AASHTO

---



Universidad Nacional de Ingeniería  
Facultad de Tecnología de la Construcción  
Programa de Capacitación Académica

## Maestría en Vías Terrestres Módulo III Diseño de Pavimentos I

Ing. Gustavo Corredor M.



Sección para Delegados de  
La Cámara de la Construcción



# Experimento Vial de la AASHO y las Guías de Diseño AASHTO

---



Universidad Nacional de Ingeniería  
Facultad de Tecnología de la Construcción  
Programa de Capacitación Académica

## Maestría en Vías Terrestres Módulo III Diseño de Pavimentos I

Ing. Gustavo Corredor M.



Sección para Delegados de  
La Cámara de la Construcción



# **Capítulo Primero**

## **Desarrollo de los métodos de diseño El experimento Vial de la AASHO**

## **Desarrollo de los métodos de diseño de pavimentos**

Una de las características que conforman la ciencia del diseño de pavimentos se relaciona con su "dinamismo", el cual puede ser definido como el continuo avance en el grado de sus conocimientos.

El desarrollo de los métodos de diseño de pavimentos puede, de una manera muy simplificada y en función de su nivel de información, dividirse en tres grandes etapas:

- **Primera Etapa: Antes de la Segunda Guerra Mundial**

Los métodos de diseño se fundamentan en las características de los suelos de fundación y en la comparación del comportamiento de pavimentos similares que habían tenido buena duración. Se conoce que el tráfico tiene efecto sobre el diseño, pero su única medición se basa en el conteo de vehículos, su clasificación en cuanto a intensidad -pesado, medio o ligero- y la carga máxima por eje. Se dispone de más de 18 métodos de diseño, entre los más conocidos están los del "Índice de Grupo" y el "CBR".

- **Segunda Etapa: Después de la Segunda Guerra Mundial y hasta 1988**

Se estudian los efectos de la acción de las cargas en la actuación de los pavimentos, se cuantifican los diversos factores que participan en el diseño y su influencia en el comportamiento de la estructura; se considera, en especial, el efecto de las cargas y su número de aplicaciones sobre el pavimentos, y la cuantificación del "grado de falla" de la estructura. Se analizan teóricamente los factores de diseño y se corrigen, o ajustan, estas bases en función del comportamiento real ante el tráfico. En esta etapa han tenido gran influencia los "Ensayos de Carreteras", modelos a escala natural que han sido el fundamento de los métodos actuales.

Entre los más conocidos están:

- Carretera Experimental de Maryland (USA)
- Carretera Experimental WASHO (USA)
- Carretera Experimental LARR (ALEMANIA)
- Experimento Vial de la AASHO (USA)

A continuación se describen brevemente las principales características de estos tramos de prueba:

- **Carretera Experimental de Maryland (USA)**

Fue completada por la HRB en el año 1949 en la vía USA 301 -una autopista interurbana en el estado de Maryland- la cual fue construida con un pavimento de concreto reforzado con malla. Su objetivo principal perseguía determinar el daño causado por tipo distintos de ejes con diferentes cargas, para lo cual se emplearon ejes simples de 8,2 ton y 10,1 ton, y ejes dobles de 14,5 y 20,3 ton. Los principales resultados obtenidos fueron:

- a. Se establecen las primeras fórmulas de equivalencias de cargas, al determinarse que el "efecto daño" de una carga simple de 10,1 ton era 1,50 veces mayor al producido por otra carga simple de 8,2 ton.
- b. Se determina el efecto de la velocidad, ya que al comparar tramos bajo las mismas cargas, se observó que aquellos en los cuales los vehículos circulaban a velocidades menores a 65 kph habían sufrido un 20% más de daño que en aquellos con velocidades mayores a la indicada.

- c. Se comprobó la importancia de las juntas de construcción, al verificar el efecto del “bombeo –pumping–” sobre ellas.

- **Carretera Experimental WASHO (USA)**

Este experimento vial fue realizado en el Estado de Idaho en el año 1952, con el objetivo principal de comprobar el efecto de tipos de ejes e intensidad de cargas sobre los pavimentos flexibles. Se variaron los tipos y espesores de capas en sectores del tramo de prueba y se mantuvo constante la carga aplicada.

El principal nuevo resultado obtenido fue la determinación que un eje doble de 12,7 ton producía el mismo efecto que uno simple de 8,2 ton.

- **Carretera Experimental LARR (ALEMANIA)**

Esta prueba de campo fue realizada durante los años 1957 y 1958 en 3 km de la Autopista N° 36 en Alemania Federal. El pavimento estaba constituido por losas de concreto armado, o por mezclas de concreto asfáltico, construidas ambas alternativas, sobre bases de suelo-cemento. El material de fundación consistió en una mezcla de grava y arena de 150 cm de espesor. Las cargas fueron aplicadas a través de vehículos semitrailers de 24 y 32 ton de carga total. Los objetivos de esta prueba eran similares a los de las pruebas anteriores, con los resultados siguientes:

- a. Marcado efecto de las cargas sobre ejes simples sobre el pavimento, al compararlas con cargas totales sobre ejes dobles.
- b. Se comprueba el efecto de la temperatura en la aparición de grietas en los pavimentos de concreto.

- **Experimento Vial de la AASHO (USA)**

Ha sido, sin duda alguna, la prueba de carreteras más completa de todas las ejecutadas a la fecha. De la información que en ella se obtuvo se siguen produciendo beneficios, ya que los últimos métodos de diseño se fundamentan en los datos de campo de esta prueba.

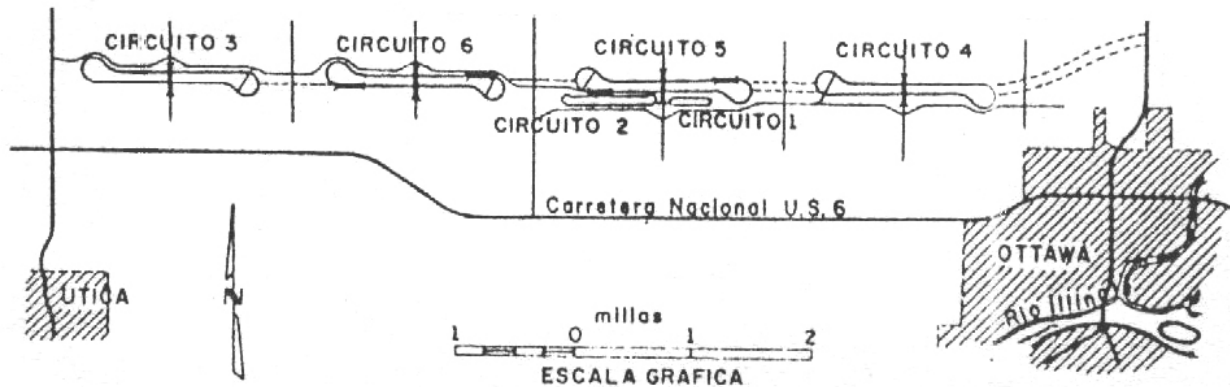
Fue inicialmente conceptuada como una prueba similar a la de la WASHO, pero el Comité Asesor designado para su programación (1951) decide ampliar sus objetivos. Desde mediados de 1951 hasta diciembre de 1954 se realizan todas las etapas de planificación -desde la selección del sitio hasta el establecimiento de objetivos- y en abril de 1955 se inician los trabajos de topografía en la localización futura de la prueba, y la preparación de planos y especificaciones. En agosto de 1956, cerca de Ottawa, en el Estado de Illinois, comienza la construcción de las facilidades del proyecto, y en octubre del año 1958 se inicia la aplicación de las cargas sobre los tramos del pavimento construido.

En la Figura 1 se presenta la ubicación de la prueba y los diferentes “circuitos” construidos en ella.

Dos años más tarde -en octubre de 1960- se concluye con la etapa de mediciones en campo y se inicia el análisis de la información recogida a lo largo de la prueba. A finales de 1962 -prácticamente 11 años después de decidida la realización de la prueba AASHO- se publican las primeras “Guías Provisionales para el Diseño de Pavimentos”.

En el desarrollo de esta vía experimental trabajaron -entre profesionales, técnicos y personal administrativo- más de 170 personas y 400 individuos de tropa encargados de la operación de los camiones con los que se aplicaron las cargas.

El costo de la prueba (a valores de 1960) fue de aproximadamente 27,0 millones de US\$, distribuidos de la siguiente manera: 11,99 millones para la construcción de pistas, 10,18 millones para operación e investigación, y 2,69 millones para los gastos de personal técnico y de tropa; el resto del monto se dedicó a administración, construcción de barracas, oficinas y laboratorios.



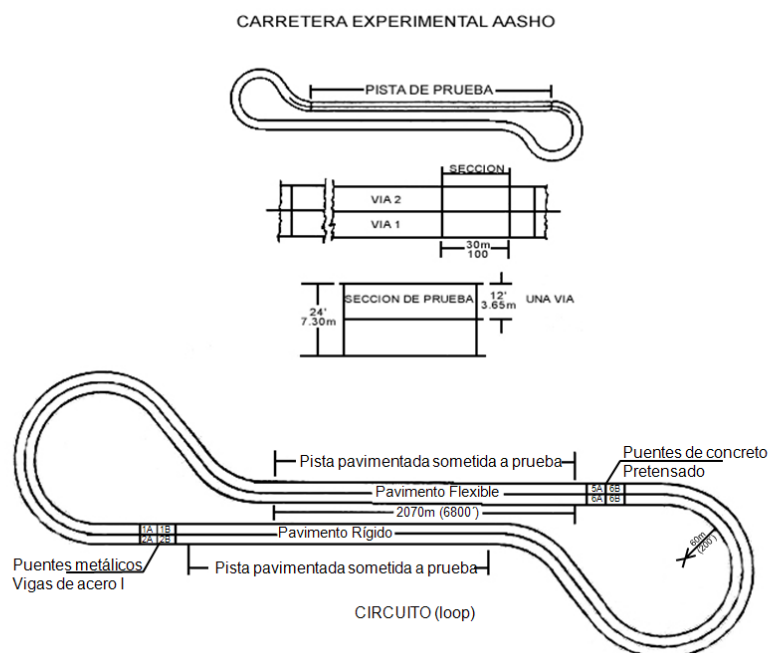
**Figura 1: Ubicación del Experimento Vial de la AASHO sobre la futura autopista interurbana I-80, de la red Interestadal de los Estados Unidos**

Se construyeron seis (6) circuitos, identificados del 1 al 6. El número 1 se destinó a medir el efecto del clima y algunas cargas estáticas; el N° 2 se sometió a cargas livianas, y los N° 3, 4, 5 y 6 se sometieron a diversas cargas pesadas. La Figura 2 muestra la planta típica de una de estos circuitos: la pista norte fue construida con pavimento flexible y la sur con pavimento rígido. Cada una de las tangentes del circuito, con una longitud aproximada a los 2.070 ml, se dividió en sectores de 30 ml de largo. Cada uno de ellos conformaban las “secciones de prueba”, y en cada canal de una sección, a su vez, se aplicaban cargas diferentes.

Los objetivos básicos planteados para el desarrollo de esta prueba vial fueron:

- a. Determinar las relaciones significativas entre el número de repeticiones de cargas por ejes de diferentes magnitudes y configuraciones, y el comportamiento de diferentes secciones de pavimentos -flexibles y rígidos- construidos sobre una misma fundación pero sobre capas de sub-bases y bases de diversos tipos y espesores.
- b. Determinar los efectos significativos de diferentes cargas por eje, y cargas totales, sobre los elementos estructurales de puentes de características conocidas.





**Figura 2: Características de las secciones de prueba en los circuitos**

- c. Realizar estudios especiales referentes a hombrillos pavimentados, tipos de bases, fatiga en pavimentos, tamaño y presión de inflado de los cauchos, vehículos militares especiales, y correlacionar estos resultados con los obtenidos en la investigación básica.
- d. Obtener un registro de los recursos y materiales requeridos para mantener las secciones de prueba en condiciones de ser ensayadas.
- e. Desarrollar instrumentación, procedimientos de ensayo y laboratorio, datos, gráficos, tablas y fórmulas que reflejarán las características de las diferentes secciones de prueba y que pudieran ser útiles posteriormente en la evaluación de las condiciones estructurales de un pavimento existente.
- f. Determinar áreas que requiriesen estudios posteriores.

A continuación, se describen las características más importantes del Experimento Vial de la AASHO, en cuanto a construcción, materiales empleados y cargas aplicadas.

### 1. Secciones de prueba en pavimentos flexibles

En solución de pavimento flexible se construyeron 468 secciones principales, tal como se presenta en el Cuadro 1. Secciones con espesores iguales se construyeron en las diversas pistas; así, por ejemplo, secciones con capa de rodamiento de 4 pulg, base de 3 pulg y sub-base de 8 pulg, se construyeron en los circuitos 3, 4, 5 y 6.

**Cuadro 1: Resumen de las secciones estructurales en pavimentos flexibles**

Loop No.	AC Thickness (in.)	Base Thickness (in.)	Subbase Thickness (in.)
1	1.0	0.0	0.0
	3.0	6.0	8.0
	5.0	--	16.0
2	1.0	0.0	0.0
	2.0	3.0	4.0
	3.0	6.0	8.0
3	2.0	0.0	0.0
	3.0	3.0	4.0
	4.0	6.0	--
4	3.0	0.0	4.0
	4.0	3.0	8.0
	5.0	6.0	12.0
5	3.0	3.0	4.0
	4.0	6.0	8.0
	5.0	9.0	12.0
6	4.0	3.0	8.0
	5.0	6.0	12.0
	6.0	9.0	16.0



**La fotografía ilustra la etapa de construcción de las Pistas de Prueba del Experimento Vial de la AASHO**

## 2. Material de fundación

Una de las condiciones básicas en el Experimento Vial de la AASHO fue la de mantener constante el tipo del material de subrasante. Este tenía las características indicadas en el Cuadro 2, en el cual destaca el valor de CBR saturado para este material -entre 2 y 4%-. Para lograr que el material variase lo mínimo posible, se estableció un estricto control de calidad durante la construcción: se ejecutaron aproximadamente 8.000 densidades de campo en cada circuito de prueba.

Clasificación (AASHO M-U5)	A-6
Valores promedio de las muestras obtenidas en las zonas de préstamo:	
Densidad máxima (AASHO T-99-49): 1.858 Kg/m <sup>3</sup>	( 116 lb/pie <sup>3</sup> )
Humedad óptima	15 %
Límite líquido	29 %
Índice de plasticidad	13
Partículas menores de:	
Nº 200	81
0.02 mm	63
0.005 mm	42 %
Peso específico	2.71
Densidad promedio alcanzada en el campo	97.7 %
Humedad promedio alcanzada en el campo	16.0 <%
Ensayos efectuados en el terraplén ya construido:	
C.B.R., saturado	2-4
C.B.R., in situ	2-4 %
Módulo de reacción K de la subrasante 1,25 Kg/cm <sup>3</sup>	( 45 lb/plg <sup>3</sup> )

**Cuadro 2. Características del material utilizado en el terraplén (sub-rasante)**

## 3. Materiales de la estructura del pavimento

En el Cuadro 3 se presentan las características más importantes de los diferentes materiales y mezclas empleados en las diversas capas que conformaron la estructura del pavimento flexible en el Experimento Vial de la AASHO.

	Sub-base	Base de piedra triturada	Base de grava	Base tratada con cemento portland	Base tratada con asfalto	Mezcla para capa superficial	Mezcla para capa ligante
% de agregado =							
Pasa tamiz 1-1/2"	-	100	100	-	-	-	-
Pasa tamiz 1"	100	90	98	100	100	-	100
Pasa tamiz 3/4"	96	80	-	96	96	100	-
Pasa tamiz 1/2"	90	68	74	90	90	92	75
Pasa tamiz Nº 4	71	50	49	71	71	65	36
Pasa tamiz Nº 40	25	21	23	25	25	22	13
Pasa tamiz Nº 200	7	11	9	7	7	5	4
Índice de plasticidad	NP	NP	3.5	-	-	-	-
Densidad máx. (lb/pie)	138	139	140	138	149	151	154

	Sub-base	Base de piedra triturada	Base de grava	Base tratada con cemento portland	Base tratada con asfalto	Mezcla para capa superficial	Mezcla para capa ligante
% de densidad alcanzada en el campo	102	102	104	101	97	97	97
% de contenido de asfalto en el total de la mezcla	-	-	-	-	5,2	5,4	4,5
% de contenido de cemento portland en el total de la mezcla	-	-	-	4,0	-	-	-
Resistencia a la comprensión a los 7 días (lb/pulg)	-	-	-	840	-	-	-
<b>Ensayos</b>							
Capacidad portante CBR	28% a 51%	>72% Promedio 108%					
Estabilidad Marshall	-	-	-	-	1.600	2.000	1.800
Flujo Marshall	-	-	-	-	10	11	11
%total de vacíos	-	-	-	-	6,2	3,6	4,8

*Sub-base:* mezcla natural de arena y grava sin triturar. *Base de piedra triturada:* Caliza dolomítica triturada, arena y piedra. *Base de grava:* grava natural sin triturar. *Base tratada:* material de sub-base, mezclado con cemento asfáltico o cemento portland. *Concreto asfáltico:* caliza dolomítica triturada y arena natural sin triturar, con polvillo de caliza dolomítica.

**Cuadro 3. Características de los materiales empleados en las diferentes capas de los pavimentos flexibles**

#### 4. Cargas

La Figura 4 presenta las diversas cargas que fueron aplicadas en los circuitos de prueba. Tal como se observa, en cada circuito se aplicaron dos (2) cargas diferentes: una de ellas circulaba en uno los canales y la otra en el segundo canal; en ningún momento circularon sobre un mismo canal cargas diferentes.

- Fundamentos del procedimiento de diseño**

El Método de Diseño de la AASHO (hoy AASHTO) introdujo el concepto de falla funcional de un pavimento, en oposición a los métodos tradicionales a la fecha, los cuales se fundamentaban exclusivamente en los conceptos de falla estructural. Para cuantificar esta descripción funcional se introdujeron varios conceptos fundamentales. El primero de ellos se refiere a la “**servicapacidad**”, es decir a la habilidad que tiene un pavimento para servir al tráfico para el cual fue diseñado. Otro concepto fue el del “**comportamiento**” del pavimento, que puede ser definido como su habilidad para servir al tráfico a lo largo del tiempo. Como una consecuencia de estas definiciones, se puede interpretar a) “comportamiento” como la integral de la función de servicapacidad a lo largo del tiempo - o repeticiones de cargas-, o más simplemente como la tendencia de la servicapacidad con el tiempo -o cargas-.

En el Experimento Vial de la AASHO se determinó el comportamiento mediante el conocimiento de su servicapacidad al momento de la construcción, así como a la servicapacidad en varios momentos a lo largo del desarrollo de la prueba. La manera como inicialmente se obtenían las mediciones de servicapacidad, era mediante la calificación que un “panel” de evaluadores efectuaba sobre la calidad del pavimento.







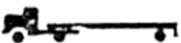

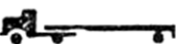

PISTA		CARGA EN KIPS		
		EJES		Peso Total
		Delantera	Trasera	
2		2	2	4
		2	6	8
3		4	12	28
		6	24	54
4		6	18	42
		9	32	73
5		6	22.4	51
		9	40	89
6		9	30	69
		12	48	108

Figura 4. Tipos de carga por “eje simple” y “eje doble” utilizados en los diferentes circuitos del Experimento Vial de la AASHO

5	_____	Evaluador _____
	Muy Bueno	Carretera _____
4	_____	Sección N° _____
	Bueno	Fecha _____
	_____	
	Regular	
2	_____	
	Malo	
1	_____	
	Muy Malo	
0	_____	

¿Es el pavimento de calidad aceptable?

Si ----- ☐

No ----- ☐

Indeciso ----- ☐

Observaciones: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Figura 5. Planilla de evaluación del valor del PSR

Para ello, con el empleo de la planilla que se presenta en la Figura 5, se determinaba -o calificaba- el estado del pavimento, en cuanto a su funcionabilidad, entre los valores de mínimo (0), siendo este el valor mínimo o peor nivel, a un máximo de (5) -mejor condición del pavimento-. Esta medida de la servicapacidad, a través de evaluaciones subjetivas de un panel, se definió como el PSR (Present Servidability Rating).

Simultáneamente se ejecutaban análisis estadísticos que permitieran correlacionar algunas propiedades físicas del estado del pavimento con el valor del PSR. La predicción del valor del PSR a partir de tales medidas, se define como PSI (Present Servidability Index), o simplemente "p".

Ambos valores de la servicapacidad fueron correlacionados, y se obtuvo la siguiente ecuación para pavimentos flexibles:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \log (1 + SV) - 1,38 RD^2 - 0,01 (C + P)^{0,5}$$

En donde:

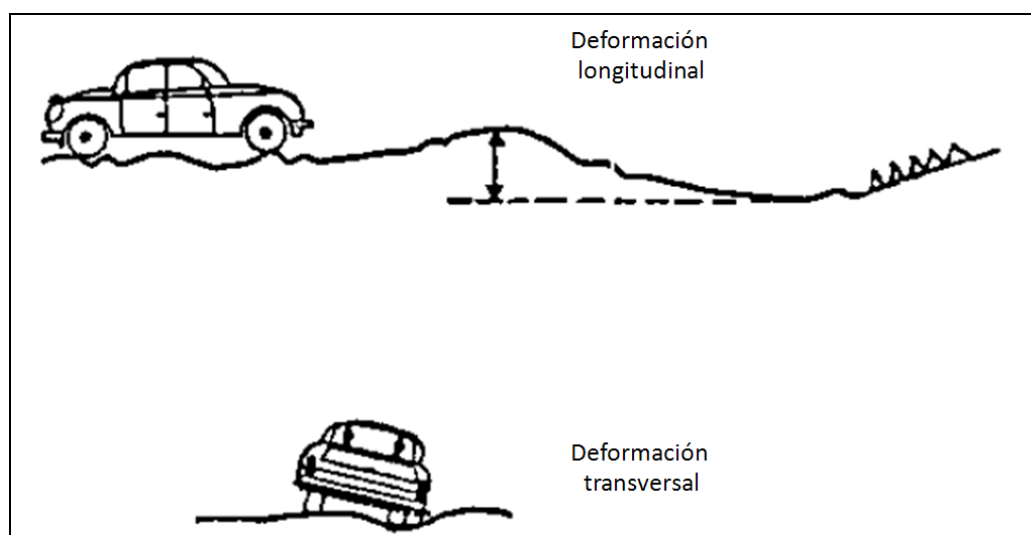
SV = varianza de la pendiente longitudinal, que mide la influencia de las deformaciones longitudinales

RD = promedio aritmético de las deformaciones transversales (ahuellamiento transversal)

C = área de grietas por cada 1.000 pie cuadrado de pavimento

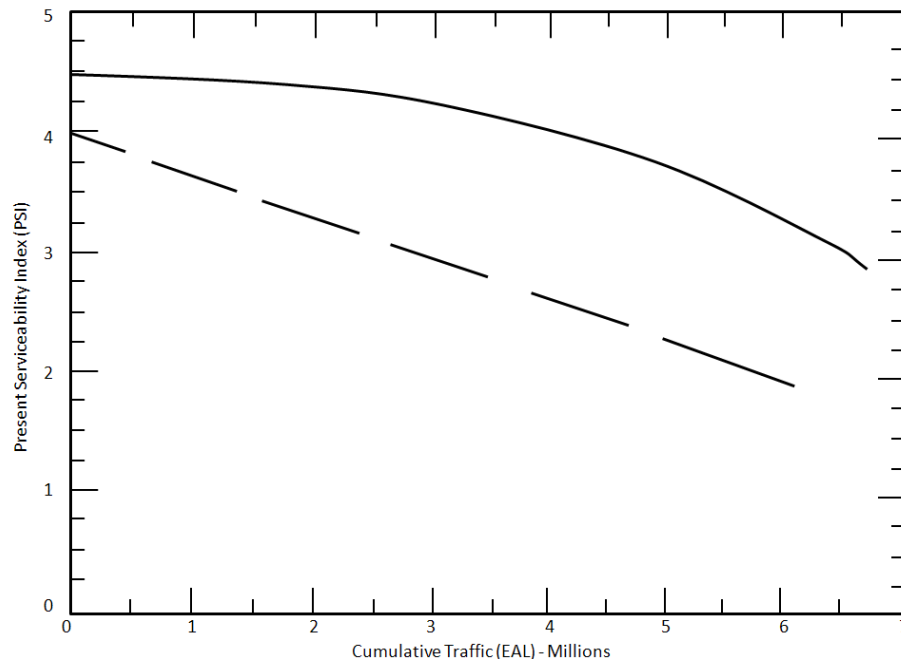
P = área reparada por cada 1.000 pie cuadrado de pavimento

La Figura 6 representa de una manera más gráfica el significado de los términos más importantes de la ecuación de correlación.



**Figura 6. Significado de los principales términos de la ecuación del PSI**

La Figura 7 presenta la curva de comportamiento de un pavimento flexible a lo largo del tiempo –vale decir en función de las repeticiones de cargas acumuladas que recibe-.



**Figura 7. Variación del valor de PSI con las cargas acumuladas**

- **Ecuaciones de diseño**

Las ecuaciones de diseño del Método AASHTO fueron desarrolladas considerando el efecto que sobre el comportamiento tienen tanto la solución estructural (incluyendo espesores de capas y calidad de los materiales y mezclas con que esas capas son construidas), y las cargas actuantes (tomando en cuenta magnitud, configuración y frecuencia).

Las ecuaciones fundamentales que fueron desarrolladas para los pavimentos flexibles son:

$$G_t = \beta (\log W_t - \log p) \quad \text{Ecuación 1}$$

$$\beta = 0,40 + \frac{0,081 (L_1 + L_2)^{0,28}}{(SN + 1)^{0,419} L_2^{0,28}} \quad \text{Ecuación 2}$$

$$\log p = 5,93 + 9,36 \log(SN + 1) - 4,79 \log(L_1 + L_2) + 4,33 \log L_2 \quad \text{Ecuación 3}$$

En donde:

- Gt = la fundón logarítmica de la relación entre la pérdida de servicapacidad al momento "t" y la pérdida potencial tomada en el momento en que  $p_t = 1,5$
- $\beta$  = una fundón de las variables de diseño y de cargas que influyen la forma de la curva de servicapacidad (p) -vs- W
- $\rho$  = una fundón de las variables de diseño y de cargas que expresa el número esperado de cargas axiales aplicadas acumuladas para el momento en que la servicapacidad (p) alcanza un valor final de 1,5
- Wt = número de cargas aplicadas al final del tiempo "t"
- $p_t$  = servicapacidad al final del tiempo "t"
- L1 = carga sobre un (1) eje simple o un (1) eje doble (kips)
- L2 = código para las cargas  
(L1 = 1 para ejes simples y L1 = 2 para ejes dobles)
- SN = Número estructural del pavimento (función de los espesores y calidad de materiales con que cada capa será construida)

La solución de las ecuaciones anteriores se simplifica al expresar todos los factores de carga en término de una carga o vehículo estándar. El método AASHTO utiliza los valores de L1 = 18.000 libras, y L2 = 1, conjuntamente con los valores de factores de equivalencia de cargas que se indican más adelante, y cuyo concepto equivale al ya discutido en el Capítulo de Tráfico de estos Apuntes. El estudio de valores de PSI para pavimentos nuevos resultó en un valor de PSI = 4,2. Con los valores anteriores, la ecuación fundamental de diseño AASHTO, tal como fue desarrollada en el momento inicial (1962), se expresa de la forma siguiente:

$$\log W_{t18} = 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log[(4,2 - p_t)/(4,2 - 1,5)]}{0,40 + [1094/(SN + 1)^{0,19}]}$$

Ecuación 4

En donde  $W_{t18}$  corresponde al número de aplicaciones de ejes simples de 18.000 libras al momento "t", y " $p_t$ " es el valor de servicapacidad final para ese momento "t".

La ecuación N° 4 representa la ecuación básica aplicable para las condiciones climáticas y de material de fundación que predominaron en el sitio en donde se ejecutó el Experimento Vial de la AASHO. Con el fin de permitir que esta ecuación sea utilizable en cualquier sitio y condición o característica de material de fundación, se introdujeron los conceptos de "Factor Regional (R)" y "Valor Soporte del Suelo (S)" respectivamente.

Para las condiciones de material de fundación correspondientes al suelo A-6, con CBR de 3%, que se empleó en la construcción de la subrasante del Experimento Vial de la AASHO, se asignó un valor arbitrario de  $S=3,0$ . Se asignó un segundo punto en esa escala arbitraria, con un valor de  $S=10,0$  para representar el caso de una fundación con un CBR de 80,0%, el cual fue construido en un sector especial de la prueba AASHO, y su comportamiento correlacionado



con las cargas que pudo soportar. Cualquier valor intermedio se estima en función de una relación lineal entre los dos valores experimentales, de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$\log W_{t18} = \log N'_{t18} + K (S_i - S_o) \quad \text{Ecuación 5}$$

En la ecuación anterior se tiene:

$S_i$  = valor soporte del suelo para cualquier suelo en condición “i”

$S_o$  = valor soporte del suelo empleado en el Experimento Vial de la AASHO

$W_{t18}$  = número total de aplicaciones de carga para la condición “i”

$N'_{t18}$  = número total de aplicaciones de carga para la condición del Experimento Vial de la AASHO

$K$  = constante de regresión ( $K = 0,372$ )

Para tomar en consideración unas condiciones climáticas distintas a aquellas predominantes en el sitio en el cual se construyó el Experimento Vial de la AASHO, se introdujo el concepto de “Factor Regional (R)”. Se asume que el valor total de cargas que una estructura de pavimento puede resistir, es una función inversa al valor de “R”, es decir:

$$W_{t18} = N_{t18} (1/R) \quad \text{Ecuación 6}$$

En la ecuación anterior el término  $N_{t18}$  corresponde al total de cargas equivalentes que la estructura de pavimento puede resistir bajo las condiciones climáticas del sitio en el cual se desarrolló el experimento vial de la AASHO.

Sustituyendo las ecuaciones 5 y 6 en la Ecuación N° 4 se obtiene la **Ecuación Final de Diseño AASHO**, aplicable para un pavimento a ser diseñado sobre cualquier material de fundación y bajo cualesquiera condiciones climáticas (Ecuación 7):

$$\log W_{t18} = 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log[(4,2 - pf)/(4,2 - 1,5)]}{0,40 + [1094/(SN + 1)^{0,44}]} + \log\left(\frac{1}{R}\right) + 0,372 (S_i - S_o)$$

Ecuación 7

- **Tercera Etapa: A partir de 1993**

La Asociación de Administradores de Carreteras de los Estados Unidos (AASHTO) revisó en los años 1972, 1986 y 1993 la Guía de Diseño ASSHTO para pavimentos flexibles (tal como se verá en los próximos Capítulos), y aun cuando para 1993 ya se disponía de una versión calificada como “racional”, todavía se fundamentaba el procedimiento en un alto grado en valores experimentales. Por esta razón la AASHTO se dedica a desarrollar un “Método

Mecanicista”, en el que se pueda diseñar en base a los principios fundamentales de esfuerzos y deformaciones.

El resultado de este nuevo enfoque se alcanza en el año 2002, en el que la AASHTO propone el nuevo método de diseño que denomina: Método empírico-mecanicista para diseño de pavimentos”. Este método se encuentra, para la fecha actual (julio 2010) todavía en su etapa de desarrollo final, y se espera que esté realmente disponible para el año 2015.

Se han desarrollado, como resultado de otras investigaciones, “Métodos mecanicistas”, pero su aplicación está fuera del alcance de estos Apuntes, que están dedicados exclusivamente a la Guía AASHTO.

# **Capítulo Segundo**

## **El Método AASHTO-72 para el diseño de pavimentos flexibles**

### \* Aplicación del Método AASHTO en el diseño de pavimentos flexibles

La aplicación del método AASHTO en el diseño de pavimentos flexibles debe diferenciarse en función del año de publicación de las “Guías de Diseño”. La primera de ellas, producto del desarrollo de la información de campo obtenida del Experimento Vial de la AASHO, es puesta a la disposición de los ingenieros de pavimentos a comienzos del año 1962. Esta primera versión es una “Guía Provisional”, y se le conoce como la versión AASHO-72, ya que para la fecha la Asociación de Administradores de Carreteras de los Estados Unidos no había tomado aun la responsabilidad de adelantar la administración de los problemas asociados con el “tránsito”.

Posteriormente, en el año 1972, y en función de la experiencia acumulada durante diez años, tanto de éxitos como de fracasos, en la determinación de espesores mediante la aplicación de las guías originales, así como por la ejecución de “estudios satélites” que permitieron el ajuste y perfeccionamiento del método, se realiza la segunda edición del método, aún bajo la denominación de “Guías Provisionales”. A partir de la edición de la Guía Provisional del año 1972, se incorpora también el “tránsito” como responsabilidad de la organización de Administradores de Carreteras, por lo cual comienza a conocerse como “Guía AASHTO-72”.

Ambas ediciones -1962 y 1972- siguen el mismo esquema de aplicación. Posteriormente, a comienzos del año 1986, se edita la nueva versión del método AASHTO, ya bajo el título de “Guías para el Diseño de Pavimentos”, perdiéndose el calificativo de “provisionalidad”. El método del año 1986 cambia sustancialmente en la metodología, al ir al procedimiento de teoría elástica multicapa. La versión de 1986 sufre en el año 1993, en su aparte sobre pavimentos flexibles, una nueva revisión, la cual se comenta en el siguiente capítulo, y es la que se está aplicando en el diseño de pavimentos a partir de ese año.

Se considera conveniente el “ir a la fuente” de la versión AASHTO-93, ya que de su estudio podrán entenderse con mayor profundidad tanto sus ventajas como sus limitaciones, por lo cual se inicia a continuación la revisión de los aspectos fundamentales de las guías de diseño de los años 62 y 72.

### \* Aplicación del Método de los años 1962 (AASHO-62) y 1972 (AASHTO-72)

El procedimiento de aplicación consiste en la determinación, o selección según sea el caso, de los factores de diseño que participan en la “Ecuación 7”, para que una vez obtenidos pueda ser resuelta la ecuación, para de ella determinar el valor de “SN”.

#### 1. Selección del valor de servicapacidad final (pt)

Los valores que son empleados en la fórmula de diseño, y que representan la condición del pavimento para el momento final del período de diseño, antes de que sea requerida una rehabilitación del pavimento, son los siguientes:

- Para vías con características de autopistas urbanas y troncales de mucho tráfico, **pt** = 3,0 (*Nota: este valor para **pt** se incorpora realmente en el método de 1986, pero se ha aplicado también al de los años anteriores por ser entendido como un factor fundamental en el proceso de diseño de pavimentos*).

- Para vías con características de autopistas urbanas y troncales de intensidad de tráfico normal, así como para autopistas interurbanas, **pt** = 2,5
- Para vías locales, ramales, secundarias y agrícolas se toma un valor de **pt** = 2,0

Se recomienda que, normalmente el valor de **pt** nunca sea menor de 2,0, aún cuando las características de tráfico de la vía sean muy reducidas. De ser ese el caso, lo que se debe hacer es reducir el período de diseño.

## 2. Determinación de las cargas totales en el periodo de diseño ( $W_{t18}$ )

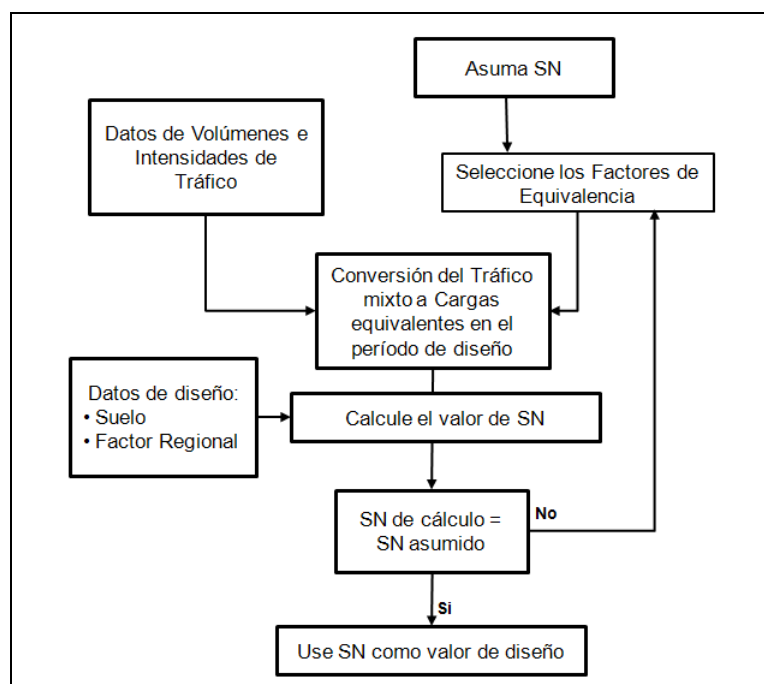
En el método AASHTO se sigue la metodología establecida en el Primer Volumen de estos “Apuntes de Pavimentos”, para la determinación del valor de número de repeticiones de cargas acumuladas en el período de diseño, y que en esa oportunidad fueron definidas con el término  $W_{t18}$ . Cuando se emplea el método AASHTO deben aplicarse los “factores de equivalencia de cargas-“FEi”-” desarrollados para este método en particular, y que se presentan como “Tablas 2-1 a 2-9” al final de este Capítulo. Cada tabla se identifica en función del valor de servicapacidad final (pf) seleccionando -valores de 2,0; 2,5 y 3,0 respectivamente-, de la configuración de los ejes (simples, dobles y triples), y del valor de SN asumido.

El procedimiento idealizado de diseño es iterativo: debe asumirse un valor de SN, sin conocerse los espesores finales, para poder estimar las cargas de diseño, ya que los factores de equivalencia de cargas son, tal como se ha comentado, función, entre otras variables, de “SN”. Una vez estimadas las cargas, a partir de este SN asumido, y concluido el diseño real del paquete estructural, se compara el SN obtenido con el SN asumido, tal como se ilustra en la Figura 1. Si la diferencia entre el SN asumido y el SN obtenido es mayor de 0,5, debe reiniciarse la estimación de las cargas de diseño partiendo de los factores de equivalencia de este “SN obtenido”, repitiéndose el proceso hasta que la diferencia entre ambos SN sea menor a 0.5.

En la mayoría de los casos se selecciona, como primera aproximación, un valor de SN = 3,0 para la escogencia de los valores de “FEi”, para iniciar el “procedimiento idealizado” indicado en la Figura 1.

En la realidad, y por razones de simplificación del diseño, no se emplea este proceso idealizado que optimiza los espesores finales, y no se realizan las iteraciones en busca de la similitud entre el “SN asumido” y el “SN obtenido”. En este caso, si se ha partido de un valor inicial de  $SN_3$ , resultará, normalmente, en una sobreestimación del valor de  $W_{t18}$ , pero generalmente el error es insignificante desde el punto de vista práctico.

Esto es así ya que la “diferencia” entre las cargas reales, es decir las resultantes de la circulación de los camiones a lo largo de la vida de servicio, y las estimadas en el momento de diseño, no radica tanto en los valores de los factores de equivalencia utilizados, ya que como se observa de las Tablas 2-1 a 2-9, sino de la variabilidad del tránsito a lo largo de los años de diseño, tal como ha sido comentado en el tema de cargas de diseño (Volumen 1).

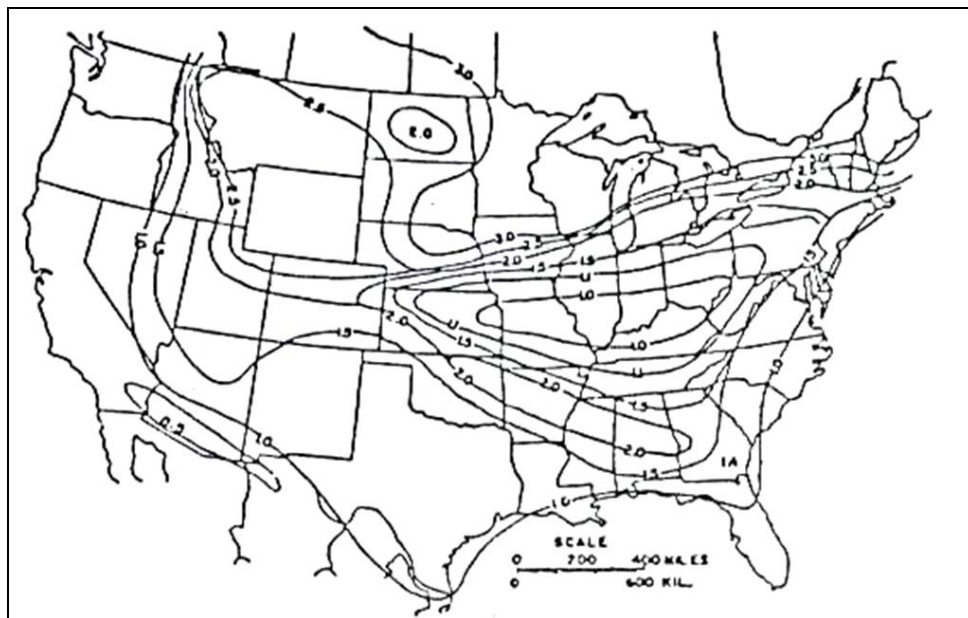


**Figura 1: Procedimiento idealizado en la solución de la ecuación AASHTO**

Hoy en día, en vez de emplear el procedimiento anterior para la estimación de las cargas de diseño, seleccionando los “factores de equivalencia” a partir de un SN asumido, se prefiere aplicar las ecuaciones a la potencia “4”, tal como ha sido comentado muy “in extenso” en el Capítulo de Cargas del Volumen 1 de estos Apuntes de Pavimentos. Se refiere, en consecuencia, al lector a ir a ese Volumen 1.

### 3. Determinación del Valor del Factor Regional (R)

Tal como se indicó anteriormente, el Factor Regional fue incorporado en el Método AASHTO con el fin de tomar en cuenta unas condiciones climáticas diferentes a aquellas que imperaron en el sitio donde se desarrolló la prueba AASHO. El valor “R” constituye un factor importante en el diseño, pero, aún a esta fecha, sigue siendo muy subjetiva la forma en la cual se cuantifica. En los Estados Unidos han llegado a establecer un “mapa de valores R”, el cual se presenta en la Figura 2 y que no es indudablemente aplicable en Venezuela.



**Figura 2: Mapa de valores del Factor Regional sugerido para su uso en los Estados Unidos**

En el año 1975, sin embargo, en dos Tesis de Grado de la Universidad Católica Andrés Bello<sup>1</sup>, se logra desarrollar una metodología muy simple, y que ha dado un muy buen resultado en el establecimiento del valor de Factor Regional.

De acuerdo a este trabajo, el valor de “R” resulta de la aplicación de la siguiente ecuación:

$$R = 0,10 * ICA + 0,35 * (ICB + ICC) + 0,20 * ICD$$

Ecuación 8

En donde los términos “ICA, ICB, ICC e ICD” corresponden a los valores obtenidos de los Cuadros A, B, C y D respectivamente, y que serán obtenidos en función de las características de la Unidad de Diseño para la cual se realiza el diseño de pavimentos.

Cada uno de los cuadros es suficiente explicativo en cuanto a la manera de su uso, y ellos son los siguientes:

- **Cuadros A:** Valor parcial del Factor Regional, en función de la intensidad de tráfico – expresada en “repeticiones diarias de cargas equivalentes”-, tipo de facilidad vial en proceso de diseño y pendiente longitudinal promedio en la unidad de diseño considerada.

<sup>1</sup> “Cuantificación del Factor Regional en el Diseño de Pavimentos por el Método ASSHTO”, Pinaud A., et al. UCAB, 1975

Tipo de vía	Pendiente de la vía %			
	0 – 4	4 – 8	8 – 12	> 12
Autopista	0			
Troncales				
Locales				
Ramales	1		2	
Sub-ramales				
Vialidad agrícola				

**Cuadro A-1: Cargas equivalentes diarias iguales o menores a 50**

Tipo de vía	Pendiente de la vía %			
	0 – 4	4 – 8	8 – 12	> 12
Autopista	0			
Troncales				
Locales		1	2	3
Ramales				
Sub-ramales				
Vialidad agrícola				

**Cuadro A-2: Cargas equivalentes diarias entre 51 y 150**



*Nota: para todos los “Cuadros A” las cargas equivalentes diarias se obtienen al dividir las cargas acumuladas en el periodo de diseño, entre 365 días por año y el número de años de diseño.*

Tipo de vía	Pendiente de la vía %			
	0 – 4	4 – 8	8 – 12	> 12
Autopista	0	2	3	4
Troncales				
Locales		1		4
Ramales				
Sub-ramales				
Vialidad agrícola				

**Cuadro A-3: Cargas equivalentes diarias entre 151 y 1.000**

Tipo de vía	Pendiente de la vía %			
	0 – 4	4 – 8	8 – 12	> 12
Autopista	1	2	3	4
Troncales				
Locales				
Ramales	0			
Sub-ramales				
Vialidad agrícola				

**Cuadro A-4: Cargas equivalentes diarias mayores 1.001**

- **Cuadros B:** Valor parcial del Factor Regional en función del tipo de material que constituye la fundación –sub-rasante- de la estructura del pavimento y de la intensidad de lluvia esperada en la unidad de diseño.

A este efecto normalmente se considera tres (3) niveles de intensidad de lluvia, los cuales se definen como:

“Alta intensidad de lluvia” a aquellas zonas con precipitaciones anuales iguales o mayores a los 1.200 mm; y a la cual se aplican los valores del Cuadro B-1;

Tipo de suelo (sub-rasante)	Topografía			
	Montañoso	Ondulado suave	Llanos altos	Zonas Inundables
Suelo granular A-1	0	1		
Suelo granular A-2				
Suelo arenoso A-3		2		
Suelo limoso de baja a nula plasticidad A-4				3
Suelo arcillo limoso A-6	3	4		
Suelo arcillo limoso de baja expansidad o compresibilidad A-7-5				
Suelo arcillo limoso de alta expansidad o compresibilidad A-7-6		5		

**Cuadro B-1: Alta intensidad de lluvia (> 1.200 mm por año)**

- **Cuadro B-2: Mediana intensidad de lluvia (entre 601 y 1.200 mm por año)**  
Este cuadro se aplica en aquellas zonas en donde la lluvia registrada anualmente resulta con valores iguales o menores a 1.200 mm y mayores a los 600 mm.

Tipo de suelo (sub-rasante)	Topografía			
	Montañoso	Ondulado suave	Llanos altos	Zonas Inundables
Suelo granular A-1	0	1	1	1
Suelo granular A-2				
Suelo arenoso A-3				
Suelo limoso de baja a nula plasticidad A-4	2	2	3	4
Suelo arcillo limoso A-6				
Suelo arcillo limoso de baja expansidad o compresibilidad A-7-5			4	5
Suelo arcillo limoso de alta expansidad o compresibilidad A-7-6			5	6

- Cuadro B-3: Baja intensidad de lluvia (menor o igual a 600 mm por año)**  
 Este último cuadro se aplica en las regiones en donde la intensidad de lluvia por año es igual o menor a los 600 mm.

Tipo de suelo (sub-rasante)	Topografía			
	Montañoso	Ondulado suave	Llanos altos	Zonas Inundables
Suelo granular A-1	0	0	0	1
Suelo granular A-2				
Suelo arenoso A-3				
Suelo limoso de baja a nula plasticidad A-4	1	1	1	2
Suelo arcillo limoso A-6				
Suelo arcillo limoso de baja expansidad o compresibilidad A-7-5		2	2	4
Suelo arcillo limoso de alta expansidad o compresibilidad A-7-6				

- **Cuadro C:** Valor parcial del Factor Regional en función del tipo de material que constituye la fundación -subrasante- de la estructura del pavimento y de la profundidad del nivel freático -medida desde el nivel de la subrasante-.

Tipo de suelo (sub-rasante)	Topografía		
	0 – 0,50	0,50 – 1,50	>1,50
Suelo granular A-1	1	0	0
Suelo granular A-2			
Suelo arenoso A-3			
Suelo limoso de baja a nula plasticidad A-4	4	1	1
Suelo arcillo limoso A-6	5	3	
Suelo arcillo limoso de baja expansidad o compresibilidad A-7-5		4	
Suelo arcillo limoso de alta expansidad o compresibilidad A-7-6			4

- **Cuadro D:** Valor parcial del Factor Regional en función del tipo de vía para la cual se diseña el pavimento, y las facilidades disponibles. En este concepto de facilidad disponible se engloban los factores relacionados con el nivel esperado de inspección de la obra, la experiencia y calidad de la empresa constructora, la ubicación de la vía dentro del territorio nacional -obras muy alejadas presumiblemente conllevaran un nivel bajo de inspección-, etc.

Este “Cuadro D” tiene especial relevancia ya que puede ser considerado como una manera original de evaluar lo que, a partir de la Guía AASHTO-86, se conoce como “Confiabilidad en el diseño”, por ser una evaluación indirecta del “comportamiento” del futuro pavimento.

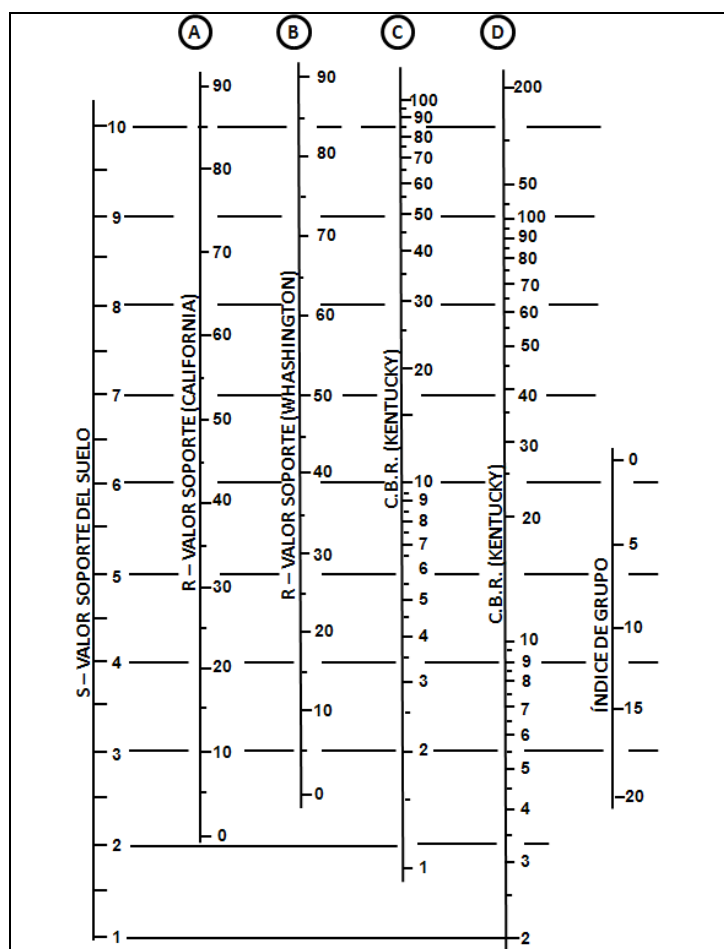
Tipo de vía	Facilidades disponibles		
	Óptimo	Promedio	Bajo
Autopista	0	1	2
Troncales			
Locales		2	3
Ramales			
Sub-ramales	1		4
Vialidad agrícola			

#### 4. Valor Soporte del Suelo (Si)

Debido a que este dato de entrada no puede ser obtenido directamente de ningún ensayo, ya que tal como fue descrito anteriormente, corresponde a valores de una escala arbitraria, se han desarrollado diversos gráficos de correlación entre distintos valores de ensayos y el “Si”. En la Figura 3 se presenta una de estas correlaciones, y que corresponde a la que se utilizaba en la versión 1962 del Método de Diseño AASHO. La Figura 4, obtenida de un estudio muy completo realizado por la NCHRP en 1972<sup>2</sup> para la actualización del Método AASHTO -Versión 1972- es la que tradicionalmente se ha venido empleando en Venezuela para la obtención del valor soporte del suelo.

---

<sup>2</sup> Van Till, C. J., et al., “Evaluation of AASHO Interim Guides for Design of Pavement Structures”, NCHRP 128, Washington, D. C., USA, 1972.



**Figura 3: Gráfico inicial de correlaciones del Valor Si y de ensayos empíricos de propiedades de los suelos y materiales**

Esta Figura 4 permite la selección del valor soporte del suelo, tanto para los materiales de fundación, como para aquellos que vayan a ser empleados en las capas de sub-base y/o base, y a los cuales se les hayan realizado alguno de los ensayos de resistencia que en esa figura se señalan.

En Venezuela, normalmente, se emplea la caracterización de los materiales por medio del "CBR de Kentucky". En el Volumen I de estos Apuntes de Pavimentos se indicaron, por otra parte, los gráficos o ecuaciones de correlación que permiten obtener los valores de Módulos de Elasticidad para los materiales de fundación, sub-bases y bases granulares. Estas ecuaciones se presentan nuevamente en el Capítulo 3 que sigue a continuación.

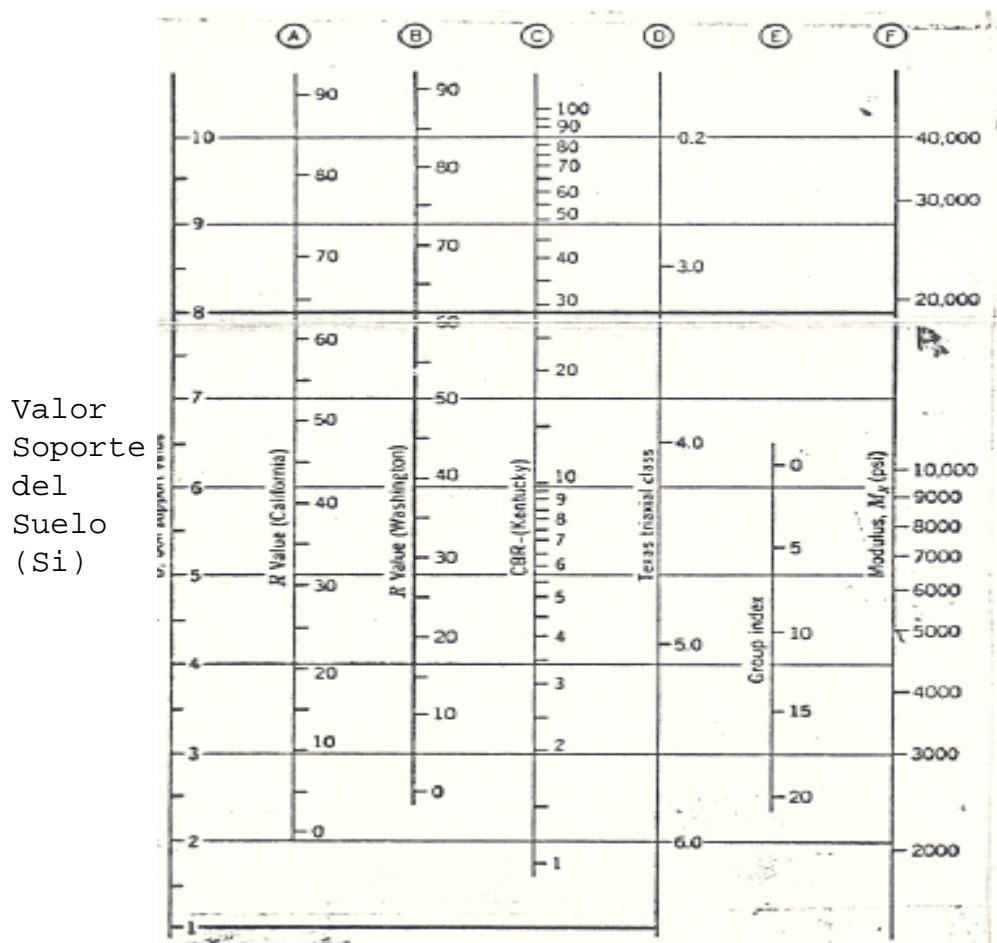


Figura 4: Gráfico de correlaciones del Valor Si y de ensayos de propiedades de los suelos y materiales (Fuente: Referencia 2)

## 5. Valor del Número Estructural (SN)

Una vez que los valores de "pt", " $W_{t18}$ ", "R" y "Si", han sido obtenidos, se puede resolver la ecuación del Método AASHTO -Ecuación 7 del Capítulo anterior- y que se presenta nuevamente:

$$\log W_{t18} = 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log[(4.2 - pt) / (4.2 - 1.5)]}{0.40 + [1094 / (SN + 1)^{0.40}]} + \log\left(\frac{1}{R}\right) + 0.372 (Si - Sp)$$

Ecuación 7

Para despejar el término "SN", única incógnita en la Ecuación 7, es más simple realizar una serie de tanteos sucesivos, partiendo de un valor de SN cualquiera -que puede ser el valor seleccionado para la estimación del valor de carga equivalente acumulada. Introduciendo ese valor en la fórmula, se despejará un valor de  $W_{t18}$ , que deberá ser igual al dato de tráfico calculado como se indicó en el Párrafo 2: "Determinación de las cargas totales en el período de diseño ( $W_{t18}$ )".

Esta ecuación fue resuelta gráficamente para el “Método AASHTO-1972”, para valores de servicapacidad final de  $pt=2$  y  $pt=2,5$ . Estos gráficos son los identificados como Figura 5 y Figura 6 respectivamente.

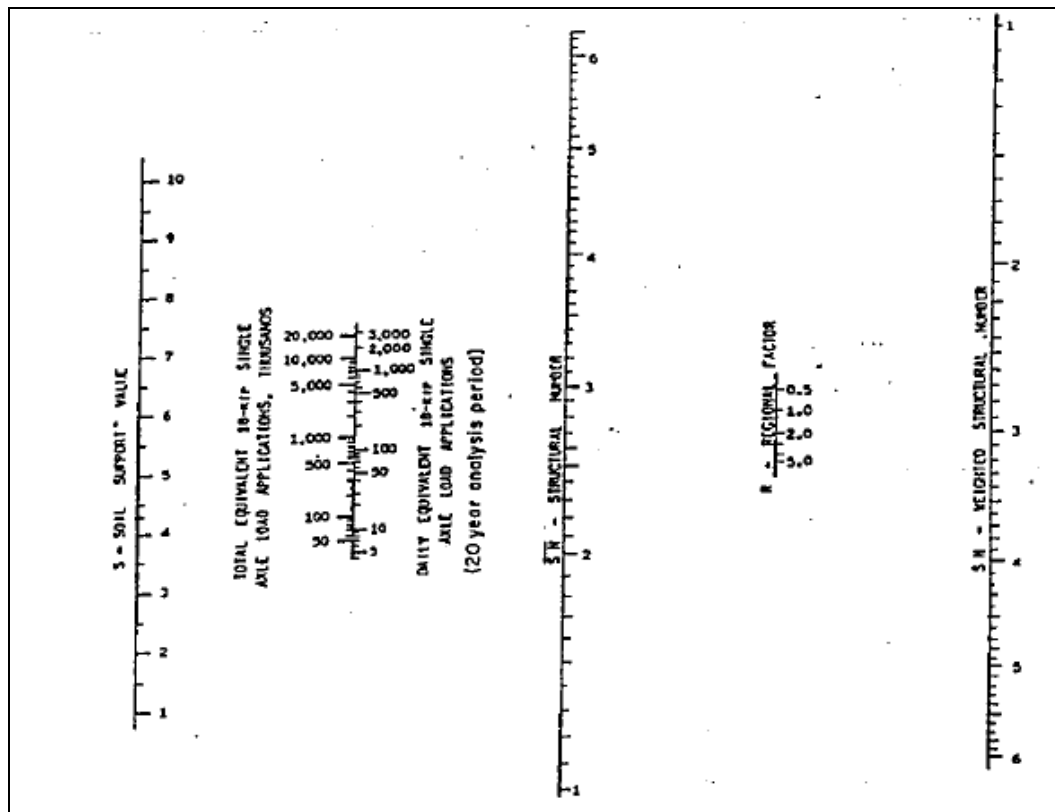


Figura 5: Abaco para resolución del valor de SN (Caso de  $pt = 2,0$ )



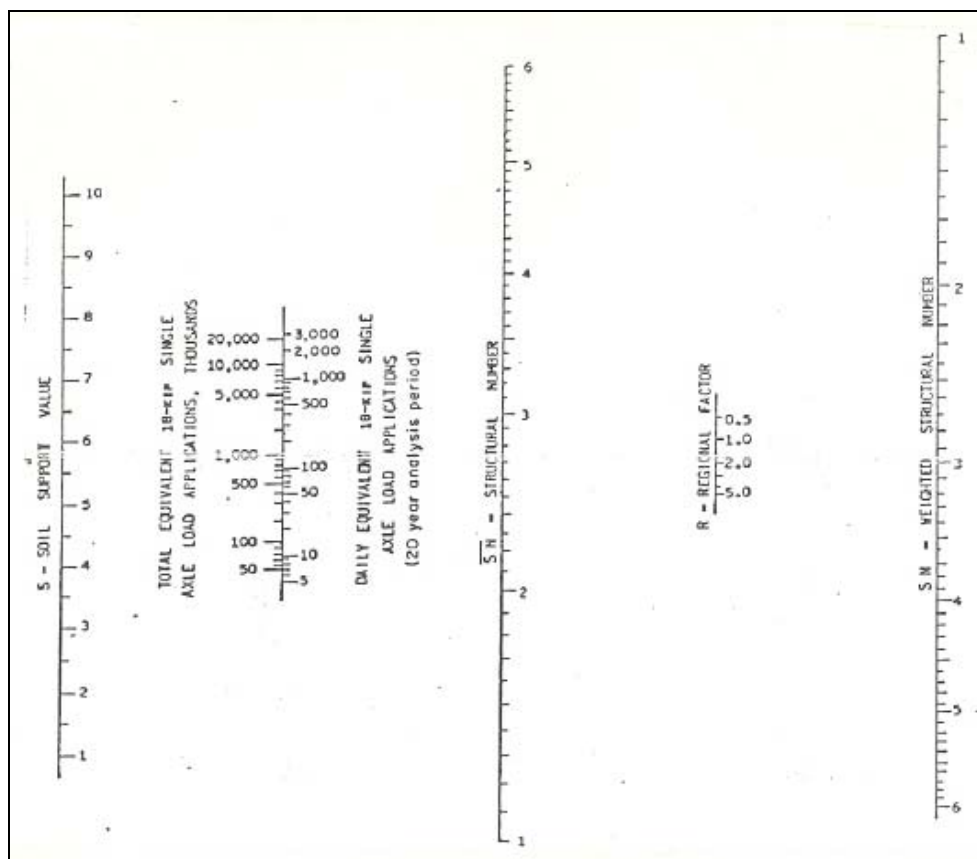


Figura 6: Abaco para resolución del valor de SN (Caso de  $p_t = 2,5$ )

El valor final seleccionado para el término **SN (Número Estructural)**, se define como: “Un número adimensional que expresa la resistencia requerida de la estructura del pavimento, para una combinación dada de condiciones de subrasante, cargas equivalentes totales, servicapacidad final y factor regional”.

Este valor de SN permite seleccionar los espesores de las capas del pavimento, a partir de la siguiente ecuación:

$$SN = a_{rod} * e_{rod} + a_b * e_b + a_{sb} * e_{sb}$$

Ecuación 9

en donde:

$a_{rod}$  = coeficiente estructural del material que conformará la capa asfáltica de “**rodamiento**”

$a_b$  = coeficiente estructural del material que conformará la capa empleada como “**base**” en la estructura del pavimento

$a_{sb}$  = coeficiente estructural del material que conformará la capa empleada como “**sub-base**” en la estructura del pavimento

y por otra parte,

$e_{rod}$  = espesor de la capa de rodamiento, en pulgadas

$e_b$  = espesor de la capa base, en pulgadas

$e_{sb}$  = espesor de la capa sub-base, en pulgadas

Los valores de " $a_{rod}$ ,  $a_b$  y  $a_{sb}$ ", o coeficientes estructurales provienen de la relación empírica entre el Número Estructural (SN) de una estructura de pavimento y los espesores de cada capa, y que expresan la habilidad relativa de un material para poder funcionar como un componente estructural de un pavimento determinado.

En el Experimento Vial de la AASHO se utilizaron como bases y sub-bases cuatro (4) materiales: piedra picada, grava, suelo-cemento y mezcla asfáltica, y como capa de rodamiento e intermedia se emplearon mezclas asfálticas en caliente. En función de los resultados de los análisis de regresión del Ensayo AASHO, así como de una estimación del resultado de algunos estudios especiales sobre las mezclas base, se establecieron los "coeficientes estructurales" presentados en el "Cuadro 1", y que fueron los empleados en la Versión del Método de Diseño AASHO-1962.

Componentes de un pavimento	Coeficientes (3)		
	$a_1$	$a_2$	$a_3$
<b>Capa de rodamiento</b>			
Mezcla en sitio (estabilidad baja)	0.20		
Mezcla en planta (estabilidad alta)	0.44*		
Arena asfalto	0.40		
<b>Capa Base</b>			
Grava arenosa		0.07 (2)	
Piedra picada		0.14*	
Base tratada con cemento (no un suelo-cemento):			
650 lb/pulg <sup>2</sup> , o más (1)		0.23 (2)	
400 a 650 "		0.20	
400 " , o menos		0.15	
Base tratada con material bituminoso:			
De gradación gruesa		0.30 (2)	
Arena asfalto		0.25	
Base tratada con cal		0.15-0.30	
<b>Sub-base</b>			
Grava arenosa			0.11*
Arena o arcilla arenosa			0.05-0.10

(1) Resistencia a la compresión al cabo de 7 días.

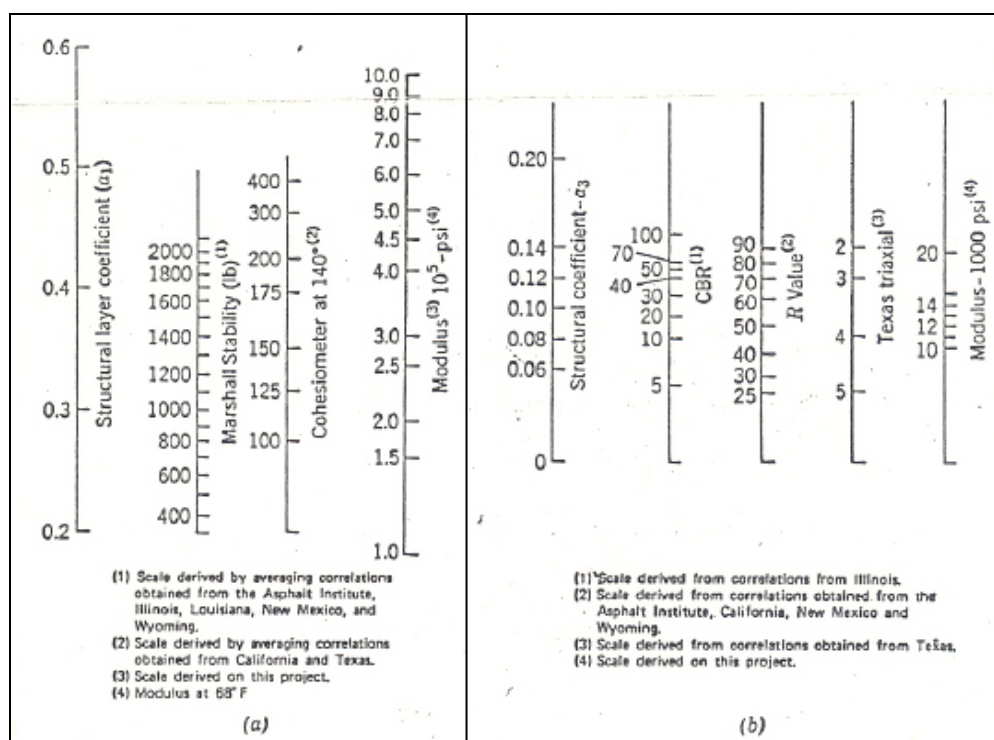
(2) Estos valores se derivan de los ensayos de campo efectuados en la Carretera Experimental AASHO, pero no tienen la exactitud de los valores determinados que se señalan con un asterisco.

(3) Se recomienda analizar estos coeficientes y hacer los cambios que la experiencia aconseje.

\* Valores tomados de la ecuación derivada de los ensayos efectuados en la Carretera Experimental AASHO.

**Cuadro 1: Coeficientes estructurales. Versión AASHO - 1962**

Los estudios realizados desde el año 1962 sobre pavimentos diseñados por el Método AASHO, así como por "Estudios Satélites" (pruebas de carreteras a menor escala que el AASHO), condujeron a varias agencias de carreteras a establecer sus propios coeficientes estructurales. La investigación citada en la Referencia (2) propuso, para empleo en el Método de "Diseño AASHTO Versión 1972", los nomogramas de la Figura 7. Los valores de estos coeficientes estructurales son el resultado de un estudio conjunto de los valores empleados en diversas agencias de carreteras de los Estados Unidos y de un análisis teórico de un sistema elástico multicapa.

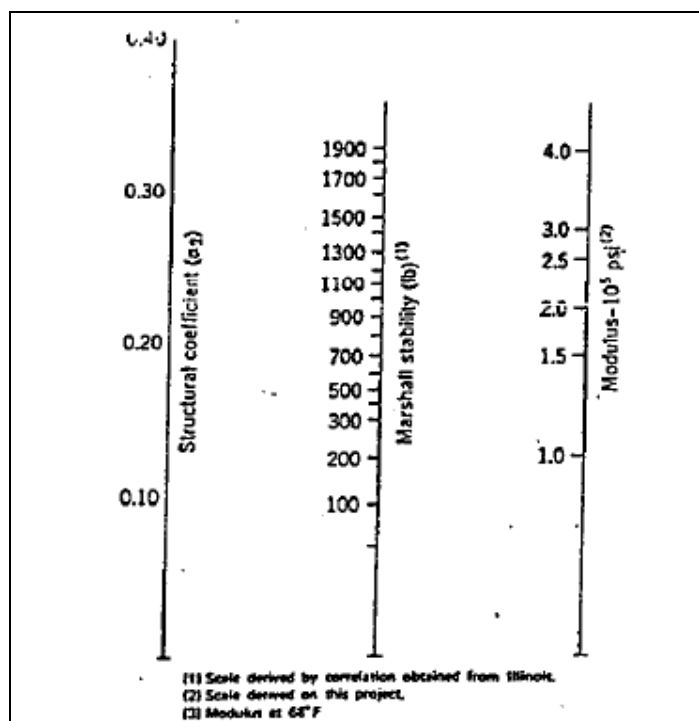


**Gráficos 7a y 7b: Coeficientes estructurales Método AASHTO. Versión 1972**

- (a): Valores de " $a_{rod}$ " para mezclas asfálticas empleadas como capa de rodamiento  
 (b) Valores de " $a_{sb}$ " para materiales granulares empleados como capa de sub-base

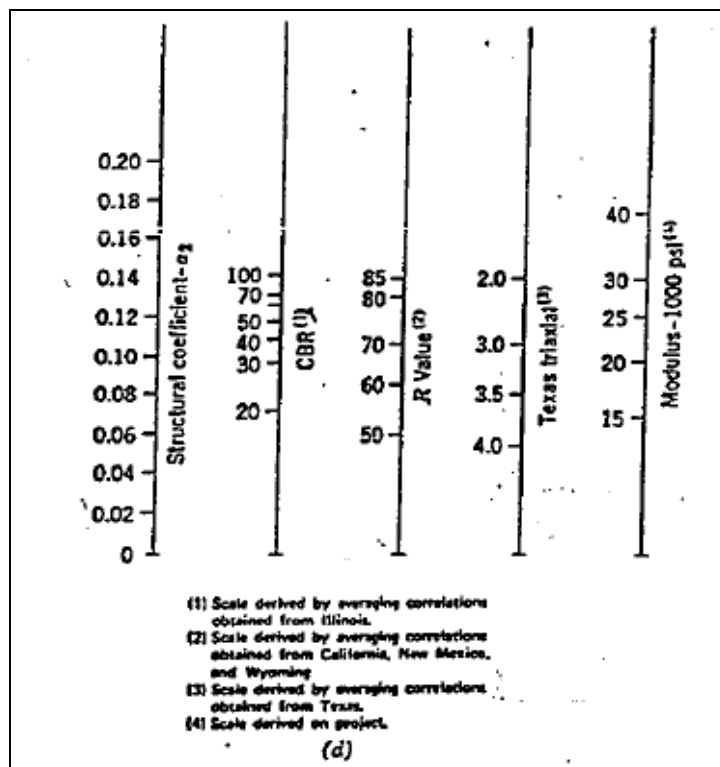
En principio, una vez determinado el valor de SN por medio de la "Ecuación N° 7", cualquier combinación de materiales y espesores que satisfaga ese valor de SN, pueden ser empleados como el diseño de la estructura. La manera inicial de resolver esta ecuación consistía en asumir dos de los espesores de capa y despejar el tercero. Algunos pavimentos diseñados de acuerdo a este procedimiento, sin embargo, fallaron prematuramente. Durante la realización del estudio citado en la Referencia (2) se propuso que, ya que un pavimento flexible es una estructura multicapa, cada capa individual se verificase para asegurar que sobre ella se colocase una capa de espesor adecuado, y construida con un material de suficiente calidad. Esta lógica es similar a la del antiguo método del "CBR" en el sentido de

que el espesor del pavimento sobre una capa cualquiera debe ser tal que sobre esa capa no sean impuestos esfuerzos mayores a los que ella puede soportar.

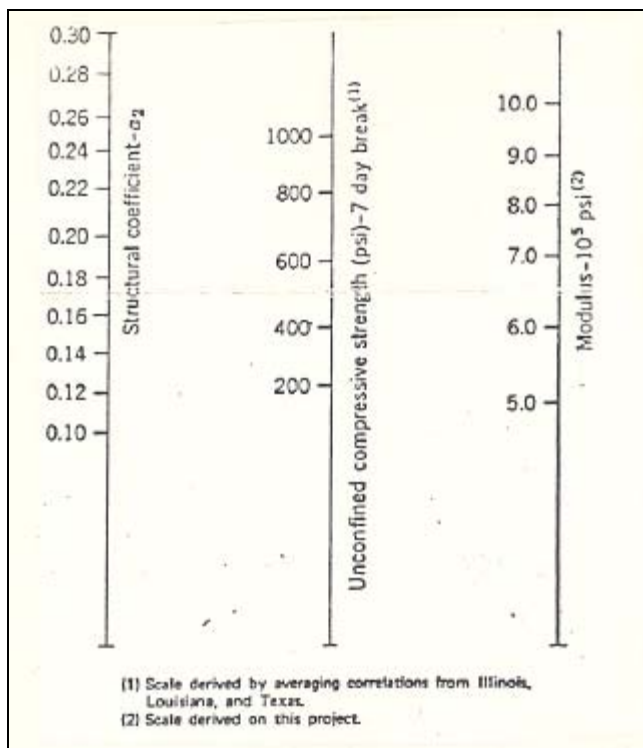


**Gráfico 7c: Coeficientes estructurales. Método AASHTO. Versión 1972**

Valores de "ab" para mezclas asfálticas elaboradas con asfaltos emulsificados o diluidos; estabilidad medida mediante el Ensayo Marshall modificado para estos tipos de mezclas.

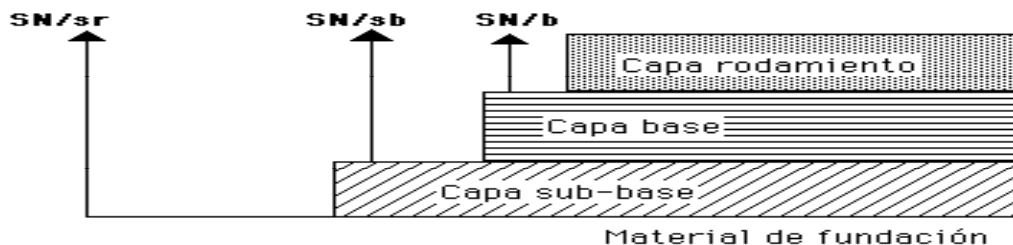


**Figura 7d: Coeficientes estructurales. Método AASHTO. Versión 1972**  
 Valores de "ab" para materiales granulares empleados en capas base



**Figura 7e: Coeficientes estructurales. Método AASHTO. Versión 1972**  
 Valores de "ab" para mezclas de suelo-cemento empleadas como capa base

La Figura 8 ilustra el procedimiento sugerido para verificar cada capa del pavimento, de acuerdo con el concepto de estructura multicapa. En esencia, el procedimiento consiste en seleccionar el correspondiente valor de "Si" para el material de cada capa y calcular el valor de SN requerido sobre ella, mediante la Ecuación N° 7. Al obtener las diferencias de SN entre dos capas continuas, se puede despejar el espesor mínimo de cada capa.



**Figura 8: Procedimiento en Método AASHTO-1972 para la determinación de los espesores de cada capa de la estructura del pavimento**

En la Figura 8, se tiene:

$$e^{\odot}_{\text{rod}} \geq (\text{SN}/\text{base}) / a_{\text{rod}}$$

$$\text{SN}^{\odot}/\text{base}) = a_{\text{rod}} * e^{\odot}_{\text{rod}} \geq (\text{SN}/\text{base})$$

$$e^{\odot}\text{base} \geq [(\text{SN}/\text{subbase}) - (\text{SN}^{\odot}/\text{base})] / a_{\text{base}}$$

$$\text{SN}^{\odot}\text{base}) = e^{\odot}\text{base} * a_{\text{base}}$$

$$(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) + (\text{SN}^{\odot}\text{base}) \geq (\text{SN}/\text{subbase})$$

$$e^{\odot}\text{sub-base} \geq (\text{SN}/\text{sr}) - [(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) + (\text{SN}^{\odot}\text{base})] / a_{\text{sub-base}}$$

Una vez establecidos todos los espesores, se obtiene el valor final y real de diseño de

$$\text{SN}^{\odot}/\text{sub-rasante} = \text{SN}^{\odot}\text{mezclas asfálticas} + \text{SN}^{\odot}\text{base} + \text{SN}^{\odot}\text{sub-base}$$

debiéndose cumplir que:

$$\text{SN}^{\odot}/\text{sub-rasante} \geq \text{SN}(\text{calculada})/\text{sub-rasante}$$

Nota: un símbolo © en un valor de espesor o de SN significa el valor real, una vez seleccionado el valor del espesor que será empleado en la construcción del pavimento.

**Es muy Importante destacar que el procedimiento anterior de “protección de capas” no era sugerido en la Guía AASHO-62, donde solo se protegía la sub-rasante, ni en la Guía AASHTO-72, donde este procedimiento era solo planteado como una alternativa, prefiriéndose solo la protección de la sub-rasante. La Guía AASHTO-86, y por ende la AASHTO-93, establecen como un procedimiento obligatorio el diseño por protección de cada una de las capas del paquete estructural.**

**Tabla 2.1**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $P_t = 2,0$

Carga p/eje (kips) <sup>a</sup>	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
8	0.03	0.035	0.035	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	0.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	113.	108.	97.	86.	81.	82.

<sup>a</sup> AASHTO Guía para el diseño de estructuras de pavimento, 1.993, tablas D-1 a D-18

<sup>b</sup> Kip = 1,000 kgs. = 10 kN

**Tabla 2.2**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $P_t = 2,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002
10	0.007	0.008	0.008	0.007	0.006	0.006
12	0.013	0.016	0.016	0.014	0.013	0.012
14	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
16	0.041	0.048	0.050	0.046	0.042	0.040
18	0.066	0.077	0.081	0.075	0.069	0.066
20	0.103	0.117	0.124	0.117	0.109	0.105
22	0.156	0.171	0.183	0.174	0.164	0.158
24	0.227	0.244	0.260	0.252	0.239	0.231
26	0.322	0.340	0.360	0.353	0.338	0.329
28	0.447	0.465	0.487	0.481	0.466	0.455
30	0.607	0.623	0.646	0.643	0.627	0.617
32	0.810	0.823	0.843	0.842	0.829	0.819
34	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6
62	16.6	16.0	14.7	13.7	13.8	14.5
64	19.3	18.6	17.0	15.8	15.8	16.6
66	22.2	21.4	19.6	18.0	18.0	18.9
68	25.5	24.6	22.4	20.6	20.5	21.5
70	29.2	28.1	25.6	23.4	23.2	24.3
72	33.3	32.0	29.1	26.5	26.2	27.4
74	37.8	36.4	33.0	30.0	29.4	30.8
76	42.8	41.2	37.3	33.8	33.1	34.5
78	48.4	46.5	42.0	38.0	37.0	38.6
80	54.4	52.3	47.2	42.5	41.3	43.0
82	61.1	58.7	52.9	47.6	46.0	47.8
84	68.4	65.7	59.2	53.0	51.2	53.0
86	76.3	73.3	66.0	59.0	56.8	58.6
88	85.0	81.6	73.4	65.5	62.8	64.7
90	94.4	90.6	81.5	72.6	69.4	71.3

**Tabla 2.3**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem,  $P_t = 2,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
8	0.0009	0.0010	0.0009	0.0008	0.0007	0.0007
10	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
12	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003
14	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.006
16	0.010	0.012	0.012	0.010	0.009	0.009
18	0.016	0.019	0.019	0.017	0.015	0.015
20	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
22	0.034	0.042	0.042	0.038	0.035	0.034
24	0.049	0.058	0.060	0.055	0.051	0.048
26	0.068	0.080	0.083	0.077	0.071	0.068
28	0.093	0.107	0.113	0.105	0.098	0.094
30	0.125	0.140	0.149	0.140	0.131	0.126
32	0.164	0.182	0.194	0.184	0.173	0.167
34	0.213	0.233	0.248	0.238	0.225	0.217
36	0.273	0.294	0.313	0.303	0.288	0.279
38	0.346	0.368	0.390	0.381	0.364	0.353
40	0.434	0.456	0.481	0.473	0.454	0.443
42	0.538	0.560	0.587	0.580	0.561	0.548
44	0.662	0.682	0.710	0.705	0.686	0.673
46	0.807	0.825	0.852	0.849	0.831	0.818
48	0.976	0.992	1.015	1.014	0.999	0.987
50	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	3.10	3.05	2.98	2.95	2.99	3.04
64	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	4.13	4.05	3.89	3.83	3.90	3.99
68	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	11.2	10.8	10.1	9.6	9.8	10.2
84	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	15.5	15.0	13.8	13.0	13.2	13.8
90	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Tablas 2.1, 2.2 y 2.3: Factores de equivalencia para diferentes valores de cargas por eje  
(cargas en kips, 1 kip = 453,592 kg.)

**Caso con valor de servicapacidad final (pt) de 2,0**



**Tabla 2.4**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.004	0.004	0.003	0.002	0.002
6	0.011	0.017	0.017	0.013	0.010	0.009
8	0.032	0.047	0.051	0.041	0.034	0.031
10	0.078	0.102	0.118	0.102	0.088	0.080
12	0.168	0.198	0.229	0.213	0.189	0.176
14	0.328	0.388	0.399	0.388	0.360	0.342
16	0.591	0.613	0.646	0.645	0.623	0.606
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19.0
40	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	112.	102	79.	60.	53.	55.

**Tabla 2.5**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0005	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003	0.0002
6	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001
8	0.004	0.005	0.005	0.004	0.003	0.003
10	0.008	0.013	0.011	0.009	0.007	0.006
12	0.015	0.024	0.023	0.018	0.014	0.013
14	0.026	0.041	0.042	0.033	0.027	0.024
16	0.044	0.065	0.070	0.057	0.047	0.043
18	0.070	0.097	0.109	0.092	0.077	0.070
20	0.107	0.141	0.162	0.141	0.121	0.110
22	0.160	0.198	0.229	0.207	0.180	0.166
24	0.231	0.273	0.315	0.292	0.260	0.242
26	0.327	0.370	0.420	0.401	0.364	0.342
28	0.451	0.493	0.548	0.534	0.495	0.470
30	0.611	0.648	0.703	0.695	0.658	0.633
32	0.813	0.843	0.889	0.887	0.857	0.834
34	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	26.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	37.5	34.4	27.6	22.2	21.3	23.6
76	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7

**Tabla 2.6**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem,  $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0006	0.0007	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
8	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
10	0.003	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
12	0.005	0.007	0.005	0.004	0.003	0.003
14	0.008	0.012	0.010	0.008	0.006	0.006
16	0.012	0.019	0.018	0.013	0.011	0.010
18	0.018	0.029	0.028	0.021	0.017	0.016
20	0.027	0.042	0.042	0.032	0.027	0.024
22	0.038	0.058	0.060	0.048	0.040	0.036
24	0.053	0.078	0.084	0.068	0.057	0.051
26	0.072	0.103	0.114	0.095	0.080	0.072
28	0.098	0.133	0.151	0.128	0.109	0.099
30	0.129	0.169	0.195	0.170	0.145	0.133
32	0.169	0.213	0.247	0.220	0.191	0.175
34	0.219	0.266	0.308	0.281	0.246	0.228
36	0.279	0.329	0.379	0.352	0.313	0.292
38	0.352	0.403	0.461	0.436	0.393	0.368
40	0.439	0.491	0.564	0.533	0.487	0.459
42	0.543	0.594	0.661	0.644	0.597	0.567
44	0.666	0.714	0.781	0.769	0.723	0.692
46	0.811	0.864	0.918	0.911	0.868	0.838
48	0.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.98	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	6.12	5.79	5.13	4.80	5.03	5.41
74	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9

Tablas 2.4, 2.5 y 2.6: Factores de equivalencia para diferentes valores de cargas por eje  
(cargas en kips, 1 kip = 453,592 kg.)

**Caso con valor de servicapacidad final (pt) de 2,5**

**Tabla 2.7**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $P_t = 3,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0008	0.0009	0.0006	0.0003	0.0002	0.0002
4	0.004	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001
6	0.014	0.020	0.012	0.008	0.005	0.003
8	0.035	0.050	0.030	0.020	0.012	0.008
10	0.082	0.132	0.080	0.050	0.030	0.020
12	0.173	0.281	0.170	0.100	0.060	0.040
14	0.332	0.540	0.330	0.200	0.120	0.080
16	0.594	0.950	0.590	0.360	0.220	0.140
18	1.00	1.60	1.00	0.60	0.36	0.22
20	1.60	2.50	1.60	1.00	0.60	0.36
22	2.47	3.90	2.40	1.50	0.90	0.54
24	3.67	5.80	3.60	2.20	1.30	0.80
26	5.29	8.40	5.20	3.20	1.90	1.10
28	7.43	11.80	7.40	4.50	2.70	1.60
30	10.2	16.0	10.0	6.0	3.6	2.2
32	13.8	21.0	13.0	8.0	4.8	2.9
34	18.2	27.0	17.0	11.0	6.6	4.0
36	23.8	35.0	23.0	14.0	8.8	5.4
38	30.6	45.0	30.0	18.0	11.0	7.0
40	38.8	57.0	38.0	22.0	14.0	9.0
42	48.8	72.0	48.0	27.0	18.0	11.0
44	60.6	89.0	60.0	34.0	22.0	14.0
46	74.7	109.0	74.0	42.0	28.0	17.0
48	91.2	133.0	90.0	52.0	34.0	21.0
50	110.	161.0	108.0	64.0	42.0	26.0

**Tabla 2.8**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $P_t = 3,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
4	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
6	0.003	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001
8	0.006	0.011	0.009	0.005	0.003	0.003
10	0.011	0.024	0.020	0.012	0.008	0.007
12	0.019	0.042	0.039	0.024	0.017	0.014
14	0.031	0.066	0.068	0.045	0.032	0.026
16	0.049	0.096	0.109	0.076	0.055	0.046
18	0.075	0.134	0.164	0.121	0.090	0.076
20	0.113	0.181	0.232	0.182	0.139	0.119
22	0.166	0.241	0.313	0.260	0.205	0.178
24	0.238	0.317	0.407	0.368	0.292	0.257
26	0.333	0.413	0.517	0.476	0.402	0.360
28	0.457	0.534	0.643	0.614	0.538	0.492
30	0.616	0.684	0.788	0.773	0.702	0.656
32	0.817	0.870	0.966	0.963	0.896	0.855
34	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	8.65	7.67	5.81	4.79	5.13	6.10
56	10.2	9.0	6.7	5.4	5.7	6.9
58	12.0	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.8
62	16.3	14.2	10.2	7.7	7.8	9.5
64	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	60.0	51.2	34.0	22.2	19.6	22.7
84	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	83.4	71.0	46.7	29.8	25.2	28.4
90	92.7	78.8	51.7	32.7	27.4	30.5

**Tabla 2.9**

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $P_t = 3,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
4	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
6	0.003	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001
8	0.006	0.011	0.009	0.005	0.003	0.003
10	0.011	0.024	0.020	0.012	0.008	0.007
12	0.019	0.042	0.039	0.024	0.017	0.014
14	0.031	0.066	0.068	0.045	0.032	0.026
16	0.049	0.096	0.109	0.076	0.055	0.046
18	0.075	0.134	0.164	0.121	0.090	0.076
20	0.113	0.181	0.232	0.182	0.139	0.119
22	0.166	0.241	0.313	0.260	0.205	0.178
24	0.238	0.317	0.407	0.368	0.292	0.257
26	0.333	0.413	0.517	0.476	0.402	0.360
28	0.457	0.534	0.643	0.614	0.538	0.492
30	0.616	0.684	0.788	0.773	0.702	0.656
32	0.817	0.870	0.966	0.963	0.896	0.855
34	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	8.65	7.67	5.81	4.79	5.13	6.10
56	10.2	9.0	6.7	5.4	5.7	6.9
58	12.0	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.8
62	16.3	14.2	10.2	7.7	7.8	9.5
64	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	60.0	51.2	34.0	22.2	19.6	22.7
84	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	83.4	71.0	46.7	29.8	25.2	28.4
90	92.7	78.8	51.7	32.7	27.4	30.5

Tablas 2.7, 2.8 y 2.9: Factores de equivalencia para diferentes valores de cargas por eje  
(cargas en kips, 1 kip = 453,592 kg.)

**Caso con valor de servicapacidad final (pt) de 3,0**

*Nota: esta tabla no aparece en las Guías AASHTO-62 ni AASHTO-72*

# **Capítulo Tercero**

## **La Guía de Diseño AASHTO-93**

## • Método AASHTO-86(93) en el diseño de pavimentos flexibles

### A. Alcance

La aplicación del Método AASHTO-72 se mantuvo hasta mediados del año 1983, cuando se determinó que, aún cuando el procedimiento que se aplicaba alcanzaba sus objetivos básicos, podían incorporársele algunos de los adelantos logrados en los análisis y el diseño de pavimentos que se habían conocido y estudiado desde ese año 1972. Por esta razón, en el período 1984-1985 el SubComité de Diseño de Pavimentos junto con un grupo de Ingenieros Consultores comenzó a revisar el "Procedimiento Provisional para el Diseño de Pavimentos AASHTO-72", y a finales del año 1986 concluye su trabajo con la publicación del nuevo "Manual de Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO '86", y sigue una nueva revisión en el año 1993, por lo cual, hoy en día, el método se conoce como Método AASHTO-93.

Este Manual mantiene las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos que se establecieron en el Experimento Vial de la AASHO en 1961, como los modelos básicos que deben ser empleados en el diseño de pavimentos; introduciendo, sin embargo, los cambios más importantes sucedidos en diferentes áreas del diseño, incluyendo las siguientes:

1. Incorporación de un "Factor de Confiabilidad" -fundamentado en un posible cambio del tráfico a lo largo del período de diseño, que permite al Ingeniero Proyectista utilizar el concepto de análisis de riesgo para los diversos tipos de facilidades viales a proyectar.
2. Sustitución del Valor Soporte del Suelo ( $S_i$ ), por el Módulo Resiliente (Método de Ensayo AASHTO T274), el cual proporciona un procedimiento de laboratorio racional, o mejor aún de carácter científico que se corresponde con los principios fundamentales de la teoría elástica para la determinación de los propiedades de resistencia de los materiales.
3. Empleo de los módulos resilientes para la determinación de los coeficientes estructurales, tanto de los materiales naturales o procesados, como de los estabilizados.
4. Establecimiento de guías para la construcción de sistemas de sub-drenajes, y modificación de las ecuaciones de diseño, que permiten tomar en cuenta las ventajas que resultan, sobre el comportamiento de los pavimentos, como consecuencia de un buen drenaje.
5. Sustitución del "Factor Regional" -valor indudablemente bastante subjetivo- por un enfoque más racional que toma en consideración los efectos de las características ambientales -tales como humedad y temperatura- sobre las propiedades de los materiales.

**Ecuación de diseño:**

La ecuación AASHTO-93 toma la siguiente forma:

$$\log_{10} W_{t18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10} (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

**Variables independientes:**

**$W_{t18}$**  : Número de aplicaciones de cargas equivalentes de 80 kN acumuladas en el periodo de diseño ( **$n$** )

**$Z_R$**  : Valor del desviador en una curva de distribución normal, función de la Confiabilidad del diseño ( **$R$** ) o grado confianza en que las cargas de diseño no serán superadas por las cargas reales aplicadas sobre el pavimento.

**$S_o$** : Desviación estándar del sistema, función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito (cargas y volúmenes) y comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio.

**$\Delta PSI$** : Pérdida de Serviciabilidad (Condición de Servicio) prevista en el diseño, y medida como la diferencia entre la “planitud” (calidad de acabado) del pavimento al concluirse su construcción (Serviciabilidad Inicial ( **$p_o$** ) y su planitud al final del periodo de diseño (Serviciabilidad Final ( **$p_f$** )).

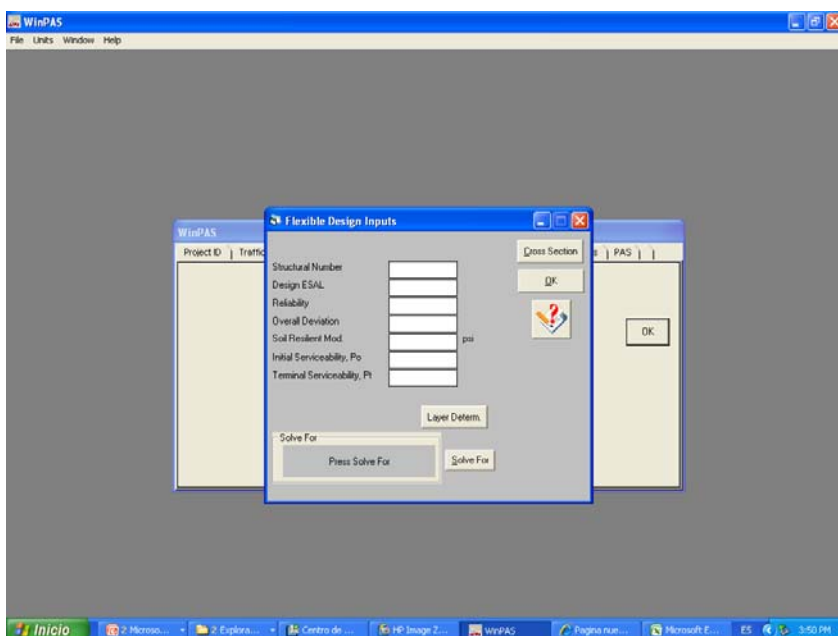
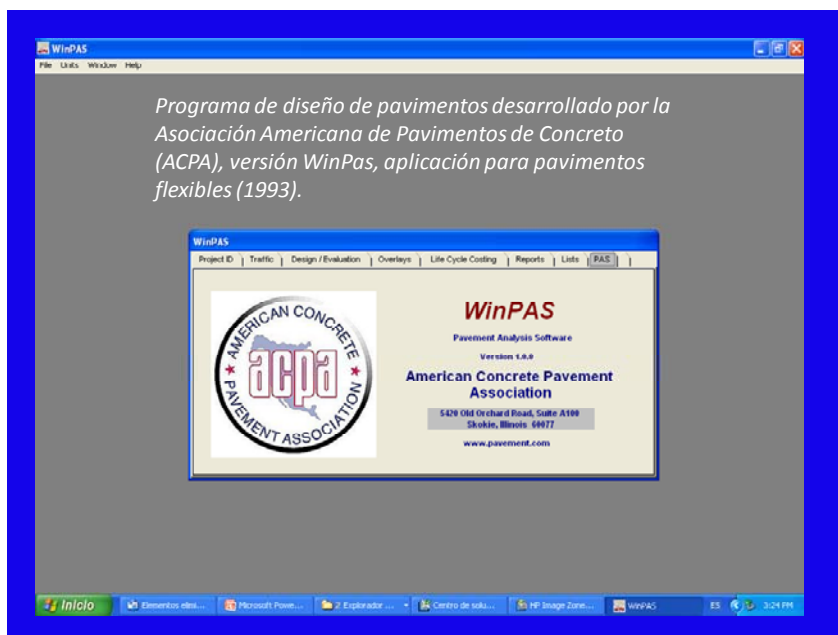
**$M_R$** : Módulo Resiliente de la subrasante y de las capas de bases y sub-bases granulares, obtenido a través de ecuaciones de correlación con la capacidad portante (CBR) de los materiales (suelos y granulares).

**Variable dependiente:**

**$SN$** : Número Estructural, o capacidad de la estructura para soportar las cargas bajo las condiciones (variables independientes) de diseño.

## Solución de la ecuación ASSHTO-93

La ecuación AASHTO-93 solo puede ser solucionada a través de iteraciones sucesivas, ya sea manualmente, u hoy en día por medio de programas de computadora personal, o manual. La Asociación de Pavimentadores de Concreto ofrece un Programa denominado Pavement Analysis System, el cual resuelve dicha ecuación de una manera sencilla y amigable:



## B. Procedimiento de Diseño AASHTO '93

### B.1 Variables Generales de Diseño

Se consideran como "Variables Generales de Diseño" aquellas que deben ser consideradas en el diseño y construcción de cualquier estructura de pavimentos. Dentro de esta categoría se incluyen: limitaciones de tiempo (tales como comportamiento y período de análisis), tráfico, confiabilidad y efectos ambientales.

#### B.1.1 Limitaciones relacionadas con el tiempo (años) de diseño

La selección de varios períodos de diseño y de niveles de servicapacidad — también denominada "serviceabilidad" o "idoneidad"— obligan al Proyectista a considerar estrategias de diseño que vayan desde una estructura que requerirá bajo nivel de mantenimiento, y que prácticamente durará todo el período seleccionado sin mayores acciones sobre él, hasta alternativas de construcción por etapas, que requerirán una estructura inicial más débil y un programa, previamente establecido, de mantenimiento y repavimentación.

Se denomina "**período de comportamiento**" al lapso que se requiere para que una estructura de pavimento nueva -o rehabilitada- se deteriore de su "nivel inicial de servicapacidad", hasta su nivel establecido de "servicapacidad final", momento en el cual exige de una acción de rehabilitación. El Proyectista debe, en consecuencia, seleccionar los extremos máximo y mínimo de servicapacidad. El establecimiento de estos extremos, a su vez, se ve afectado por factores tales como: clasificación funcional del estado de un pavimento, percepción del público usuario de "cuánto debe durar una estructura nueva", fondos disponibles para la construcción inicial, costos asociados con el ciclo de vida de la estructura, y otras consideraciones de ingeniería.

Se define como "**período de análisis**" al lapso que debe ser cubierto por cualquier estrategia de diseño. Normalmente coincide con el "período de comportamiento"; sin embargo limitaciones prácticas y realísticas en el comportamiento de ciertos casos de diseño de pavimentos, pueden hacer necesario que se consideren varias etapas de construcción, o una rehabilitación programada, que permita el alcanzar el período de análisis deseado.

En los métodos AASHTO de 1961 y de 1972 era frecuente diseñar los pavimentos para un período máximo de 20 años; hoy en día, en el Método AASHTO '93, se recomienda que se estudien los pavimentos para un período de comportamiento mayor, ya que ellos pueden dar lugar a una mejor evaluación de las alternativas a largo plazo basadas en análisis de costo-tiempo. **En cualquier caso, sin embargo, se recomienda que el período de análisis incluya al menos una rehabilitación de la estructura recomendada.**

Los lapsos de diseño sugeridos son:

Tipo de facilidad vial	Período de (en años)	
	análisis	diseño
Urbana de alto volumen	30 – 50	15-20 (30)
Interurbana de alto volumen	20 – 50	15-20 (30)
De bajo volumen		
° pavimentada con asfalto	15 – 25	5-12
° con rodamiento sin tratamiento (Base granular sin capa asfáltica)	10 – 20	5-8

La Figura "A" permite visualizar gráficamente el concepto de período de análisis en un diseño de pavimentos.

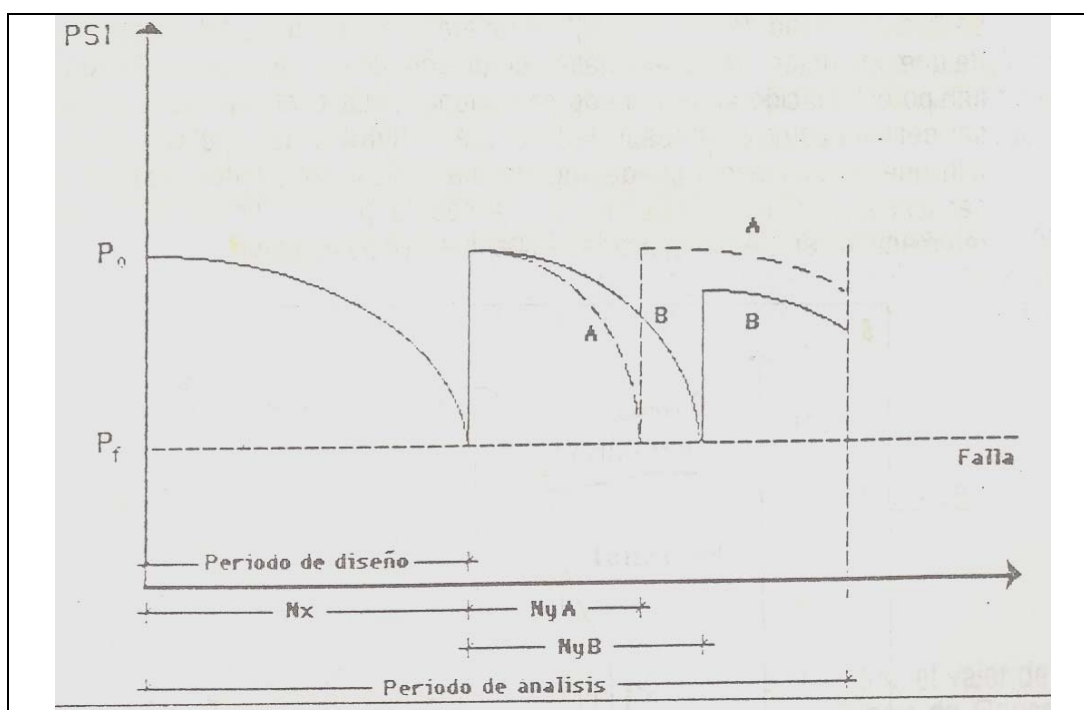


Figura "A": Representación gráfica del período de análisis



### B.1.2 Tráfico

El establecimiento de los espesores de pavimento mediante el Método AASHTO '93, se fundamenta en la determinación de las "Cargas Equivalentes Acumuladas en el Período de Diseño (**Wt<sub>18</sub>**)", calculadas de acuerdo al procedimiento establecido para el Método AASHTO '72, y al cual se hace referencia en el Primer Volumen de estos "Apuntes de Pavimentos", y que en esa oportunidad fueron definidas con el término **Wt<sub>18</sub>**. Cuando se emplea el método AASHTO '93 deben aplicarse los "factores de equivalencia de cargas —"FEI"—de acuerdo al procedimiento seguido en Venezuela para la estimación de cargas.

### B.1.3 Confiabilidad

La "Confiabilidad del Diseño (R)" se refiere al grado de certidumbre (seguridad) de que una determinada alternativa de diseño alcance a durar, **en la realidad**, el tiempo establecido en el período seleccionado. La confiabilidad también puede ser definida como la probabilidad de que el número de repeticiones de cargas ( $N_t$ ) que un pavimento pueda soportar para alcanzar un determinado nivel de servicapacidad de servicio, no sea excedida por el número de cargas que realmente estén siendo aplicadas ( $W_T$ ) sobre ese pavimento".

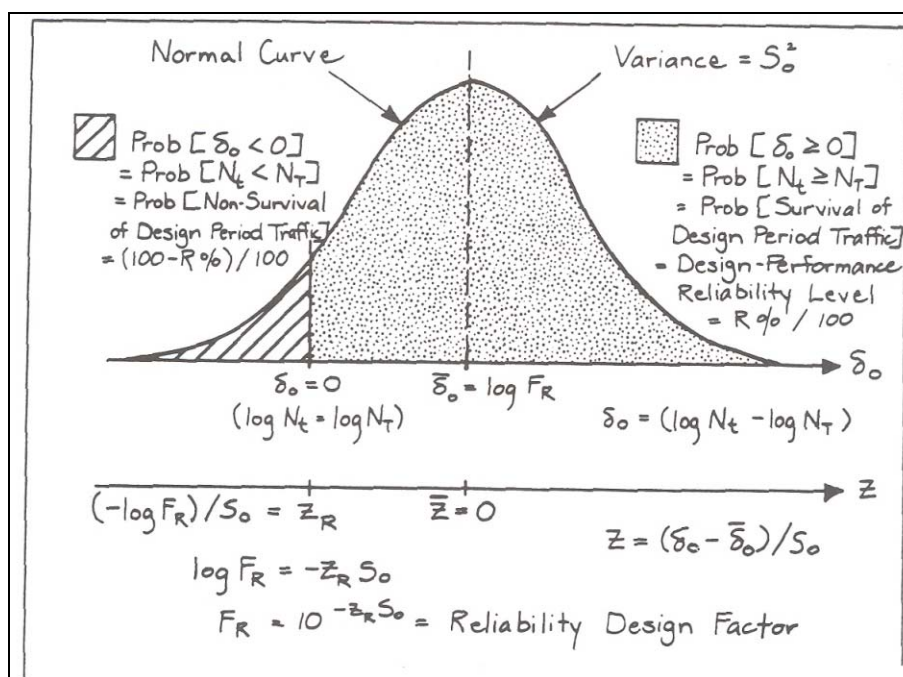


Figura "B": Criterio de confiabilidad estadística

La Figura "B" presenta en forma gráfica el concepto de la probabilidad de la distribución normal del error en la estimación del tráfico y comportamiento de la estructura, y es la base para las definiciones de la confiabilidad que caracterizan este método de diseño.

Si se ha definido a "**Wt<sub>18</sub>**" como las cargas equivalentes de diseño y a "**WT**" como las cargas actuantes reales, se tendrá en la Figura "B", que el área en blanco representa la probabilidad de éxito del diseño, es decir que  $N_t \geq N_T$  cuando  $p \geq$  pt. Esta probabilidad se define como el "Nivel de Confiabilidad (R)" del proceso de diseño-comportamiento, y se expresa:

$$R = 100 * \text{Probabilidad } (N_t \geq N_T) = 100 * \text{Prob. } (d \geq 0)$$

Para un nivel determinado de Confiabilidad, (R), habrá un Factor de Confiabilidad -(FR)- que es función de la desviación estandar (S<sub>0</sub>), y la cual, a su vez, toma en consideración la variación esperada en los materiales y el proceso constructivo que predominarán en el pavimento que se diseña, la posibilidad de variación en la predicción del tráfico a lo largo del período de diseño, y la variabilidad normal en el comportamiento del pavimento para un valor de Wt<sub>18</sub>.

Este valor de "FR", a su vez, multiplica a las cargas equivalentes totales (Wt<sub>18</sub> ó N't) -obtenidas según se indicó en el Aparte B.1.2, y se logra, en consecuencia, el verdadero valor de Cargas Equivalentes Totales (Wt<sub>18</sub>), el cual será introducido en la Ecuación de Diseño.

La confiabilidad (R), en el Método AASHTO '93, se establece mediante la correcta selección de este "Factor de Confiabilidad en el Diseño (FR)", y para cuya determinación es necesario transformar la curva del proceso de diseño a una "curva normalizada", mediante la relación

$$Z = ( \square_0 - \square_0 ) / S_0 = ( \square_0 - \log FR ) / S_0$$

En esta curva normalizada, en el punto donde  $\square_0 = 0$ , el valor de Z = Z<sub>R</sub> es decir:

$$Z_R = (- \log FR) / S_0$$

Para un nivel determinado de confiabilidad, por ejemplo R = 75%, el valor de Z<sub>R</sub> puede ser obtenido de las curvas de distribución normal (Curvas de Gauss), y corresponde al área en el sector que va desde (- ∞) hasta (100-R / 100). En una curva de Gauss se tiene que para R = 75%, el valor de Z<sub>R</sub> = (-0,674).

La ecuación anterior también puede ser escrita como:

$$\log FR = - Z_R * S_0$$

ó también como:

$$FR = 10^{-Z_R * S_0}$$

Ambas ecuaciones pueden ser consideradas como una definición algebraica del Factor de Confiabilidad de Diseño.

La "Tabla I" permite obtener los niveles adecuados de Confiabilidad (R) para diferentes tipos de vías, clasificadas por la AASHTO, según su grado de servicio.

TABLA I  
Niveles Recomendados de Confiabilidad (R)

Clasificación de la vía	Urbana	Rural
Autopistas	85-99,9	80-99,9
Troncales	80-99	75-95
Locales	80-95	75-95
Ramales y Vías Agrícolas	50-80	50-80

**NOTA IMPORTANTE**  
PARA EFECTOS DE DISEÑO DEBE  
QUEDAR CLARO QUE A MEDIDA QUE EL  
VALOR DE LA CONFIABILIDAD SE HACE  
MAS GRANDE, SERAN NECESARIO UNOS  
MAYORES ESPESORES DE PAVIMENTO

Una vez seleccionado el valor de "R" que el Proyectista considere adecuado, se busca el valor de  $Z_R$  de la Tabla I-I. Sí el Proyectista carece de experiencia en el diseño, evidentemente, ya que mientras mayor sea el valor de "R" mayor será la "confianza" en el diseño, tratará de seleccionar los valores en el rango alto de la Tabla I.

El valor que representa a la "Confiabilidad" y que es llevado a la ecuación de diseño ASSHTO-93 es, finalmente, el valor  $Z_R$ .

TABLA I-I  
Valores de ZR en la curva normal para  
diversos grados de Confiabilidad

Confiabilidad (R)	Valor de ZR
50	- 0,000
60	- 0,253
70	- 0,524
75	- 0,674
80	- 0,841
85	- 1,037
90	- 1,282
91	- 1,340
92	- 1,405
93	- 1,476
94	- 1,555
95	- 1,645
96	- 1,751
97	- 1,881
98	- 2,054
99	- 2,327
99,9	- 3,090
99,99	- 3,750

***Desviación estándar del sistema ( $s_o$ )***

El valor de la desviación estándar ( $S_o$ ) que se seleccione debe, por otra parte, ser representativo de las condiciones locales. La "Tabla II" se recomiendan para uso general, pero estos valores pueden ser ajustados en función de la experiencia para uso local.

TABLA II  
Valores Recomendados para la Desviación Estándar ( $S_o$ )

Condición de Diseño	Desviación Estándar
Variación de la predicción en el comportamiento del pavimento (sin error de tráfico)	0,25
Variación total en la predicción del comportamiento del pavimento y en la estimación del tráfico	0,35 — 0.50 <b>(0.45 valor recomendado)</b>

**Efecto del nivel de confiabilidad**

El efecto combinado de la confiabilidad y de la desviación estándar del sistema ( $Z_R * s_o$ ) es el de un “factor de seguridad”, ya que, siendo siempre  $Z_R$  un valor numérico de signo negativo, pasa al otro lado de la ecuación AASHTO-93, en donde está expresado el logaritmo de la carga ( $\log_{wt18}$ ), como un sumado positivo; es decir incrementa la “carga de diseño”.

Por ejemplo, si la carga de diseño es de 50 millones de repeticiones, el logaritmo de este número (7.699) es introducido en la ecuación, y si el diseño del pavimento fuese para una vía interurbana (rural) de mucho tránsito, como es común en Venezuela, “R” sería seleccionado, de acuerdo a la Tabla I, como un valor máximo de 99.9%, para lo cual corresponde, de acuerdo a la Tabla I-I, un valor de  $Z_R$  de  $-3.090$ .

Sí, por otra parte, el valor de la desviación estándar del sistema (Tabla II), también como el Método lo sugiere, es seleccionado como “0.45”, el término “ $Z_R * S_o$ ” resulta en:  $-3.090 * 0.45 = -1.391$ .

Sí, el valor ( $-1.391$ ) es pasado al otro lado de la ecuación, pasa son signo ahora positivo (+), y por lo tanto se suma al valor de  $\log_{wt18}$ ;

En nuestro cálculo sería:

$7.699 = (-3.090 * 0.45) + 9.36 \log(SN+1) + \dots$ , es decir:

$7.699 + 1.391 = 9.36 \log(SN+1) + \dots$ , que es lo mismo que:

$9.090 = 9.36 \log(SN+1) + \dots$

Y por lo tanto, el antilogaritmo de 9.090 es igual a: 1.230.269 ejes equivalentes, es decir que se estaría diseñando para unas cargas 24.6 veces mayores a las que han resultado como producto de la estimación de cargas.

En resumen, el término “ $Z_R * S_o$ ” actúa en la ecuación como un “Factor de seguridad”, que en este ejemplo resulta realmente muy alto (24.6), para una estructura que no “colapsa”, sino que se va deteriorando progresivamente, y sobre la cual hay tiempo de actuar para recuperar su estado o condición de servicio.

Análisis como los anteriores, que para nuestra información fueron por primera vez señalados a la comunidad de Ingenieros de Pavimentos por el Ingeniero venezolano Augusto Jugo durante la celebración del IX Congreso Iberoamericano del Asfalto (IX CILA), celebrado en Perú en el año 1994, ha llevado a la proposición de nuevos criterios para la selección del valor de Confiabilidad, y los que se muestran en las dos tablas siguientes:

(a) Criterio desarrollado en Chile:

Tabla I-A  
Niveles recomendados de Confiabilidad (R)

Cargas de diseño (millones de repeticiones)		Valor recomendado de confiabilidad (R)
Pavimentos flexibles	Pavimentos rígidos	
<= 3.5	<= 5	50-60
3.5 a 10	5 a 15	50-70
10 a 20	15 a 30	60-75
20 a 35	30 50	70-80
35 a 50	50 70	70-85
Mas de 50	Más de 70	70-90

(b) Criterio incluido en la Guía de Diseño AASHTO-2002

TABLA I-B  
Niveles Recomendados de Confiabilidad (R)

Clasificación de la vía	Urbana	Rural
Autopistas	85-97	80-95
Troncales	80-95	75-90
Locales	75-85	70-90
Ramales y Vías Agrícolas	50-75	50-75

#### **B.1.3.1 Criterio de selección del nivel de confiabilidad**

La selección de un nivel apropiado de confiabilidad para una facilidad vial en particular, dependerá fundamentalmente del grado de uso -tipo y volumen de tráfico que la servirá- y de las consecuencias, es decir el riesgo, que provendrán de escoger un pavimento de espesores muy reducidos. Si la vía tiene altos volúmenes de tráfico será inconveniente el que se cierre frecuentemente en un futuro, debido a reparaciones que sobre ella se requieran, como consecuencia de fallas resultantes de un diseño con espesores reducidos.

El enfoque correcto para la selección del Nivel de Confiabilidad (R), debería ser el representado en la Figura B-1, y la determinación del nivel de confianza debe ser el que corresponde a la solución de menor costo, entendiendo como tal a aquella solución que considere tanto el costo inicial de construcción como el costo futuro, que a su vez es el resultante del costo de mantenimiento y rehabilitación, y el costo sobre el usuario (tiempo de viaje, consumo de combustible y cauchos, reparaciones, etc.)

Es indudable que en Venezuela no estamos todavía en condiciones de realizar la fijación del valor de "R" mediante este procedimiento, aún cuando ya se ha comenzado a evaluar el efecto del diseño del pavimento sobre el costo del usuario ; por esta razón debe seleccionarse el valor de "R" en función de los rangos establecidos en la Tabla 1.

Es importante destacar que cuando se considere la construcción por etapas, debe calcularse la confiabilidad de cada etapa individual, con el fin de lograr la confiabilidad global del diseño.

La confiabilidad de cada etapa puede ser expresada según la fórmula siguiente:

$$R_{\text{etapa}} = (R_{\text{global}})^{1/n}$$

siendo "n" el número de etapas que se establecen en el diseño.

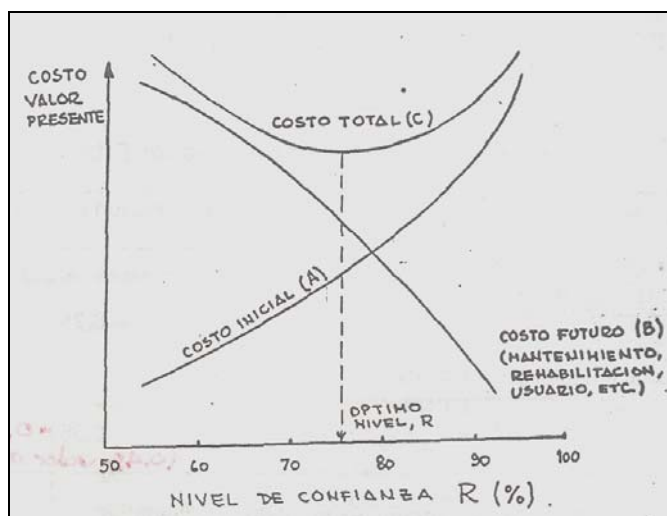


Figura B-1: Determinación idealizada del valor del nivel de confianza

Por ejemplo, si el diseño establece tres (3) etapas en la construcción del pavimento, y el nivel de confiabilidad global es del 95%, la confiabilidad de cada etapa será de 98,3%.

$$\text{Retapa} = (0,95)^{1/3} = 0,983$$

### B.1.4 Impacto del Ambiente

Los cambios en la temperatura y en la humedad tiene una marcada influencia en la resistencia, durabilidad y capacidad de soporte de los materiales y/o mezclas del pavimento, así como del material de fundación, a través de varios mecanismos, especialmente en nuestro clima tropical por el fenómeno de hinchamiento.

En el caso de que exista un suelo expansivo, y el diseño de pavimento no lo tome en cuenta como para prevenir sus efectos adversos, la pérdida de servicapacidad a lo largo del período de análisis debe ser estimada y sumada a la pérdida debido a la repetición de las cargas acumuladas.

La Figura 1 muestra, de una manera conceptual, la pérdida de servicapacidad contra el tiempo, en este caso por una combinación de hinchamiento y de helada (caso indudablemente no aplicable en nuestro país).

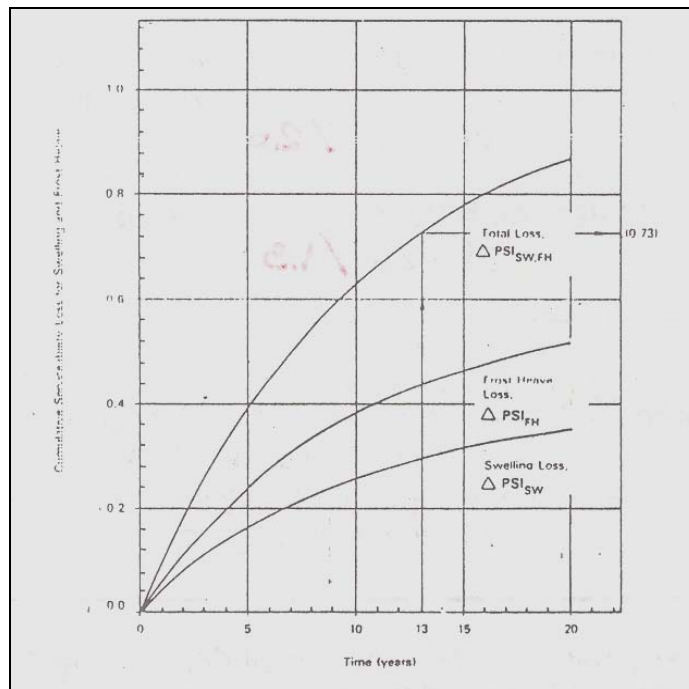


Figura 1: Ejemplo conceptual de la Pérdida de Servicapacidad contra el tiempo de servicio, debido a efectos ambientales



## B.2 Criterio de Comportamiento

La servicapacidad de un pavimento se ha definido como su habilidad de servir al tipo de tráfico que utiliza la facilidad vial. La medida fundamental de la servicapacidad, tal como fue establecida en el Experimento Vial de la AASHO, es el Índice de Servicapacidad Actual (PSI), y que puede variar entre los rangos de cero (0) -vía intraficable- a cinco (5) -vía con un pavimento perfecto-.

Los índices de servicapacidad inicial (**po**) y final -o terminal- (**pt**), deben ser establecidos para calcular el cambio total en servicapacidad que será incorporado en la ecuación de diseño.

El Índice de Servicapacidad Inicial (**po**) es función del diseño de pavimentos y del grado de calidad durante la construcción. El valor establecido en el Experimento Vial de la AASHO para los pavimentos flexibles fue de 4,2.

El Índice de Servicapacidad Final (**pt**), es el valor más bajo que puede ser tolerado por los usuarios de la vía antes de que sea necesario el tomar acciones de rehabilitación, reconstrucción o repavimentación, y generalmente varía con la importancia o clasificación funcional de la vía cuyo pavimento se diseña, y son normalmente los siguientes:

° Para vías con características de autopistas urbanas y troncales de mucho tráfico:

$$pt = 2.5 - 3.0$$

° Para vías con características de autopistas urbanas y troncales de intensidad de tráfico normal, así como para autopistas Interurbanas,

$$pt = 2.0 - 2.5$$

Para vías locales, ramales, secundarias y agrícolas se toma un valor de

$$pt = 1.8 - 2.0$$

Se recomienda que, normalmente el valor de  $pt$  nunca sea menor de 1.8, aún cuando las características de tráfico de la vía sean muy reducidas.

***De ser ese el caso, lo que se recomienda es disminuir el período de diseño.***

Los criterios de aceptación por el público usuario de una vía, en **función de la condición de servicio, que pueden servir como indicadores para la adecuada selección del valor de servicapacidad final** ( $pt$ ), son, de acuerdo a lo indicado en la Guía de Diseño AASHTO-93 son:

Valor de $P_t$	% de usuarios que aceptan como buena la condición de servicio del pavimento
3.0	82
2.5	45
2.0	15

El valor de diseño para el criterio de comportamiento que se introduce en la ecuación de diseño es la diferencia entre  $p_o$  y  $p_t$ , es decir:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

La Figura "1.A" representa gráficamente el concepto de "comportamiento" y muestra como, por efecto de las cargas sobre el pavimento, el nivel inicial de servicapacidad ( $p_o$ ) se ve reducido a su nivel mínimo aceptable ( $p_t$ ).

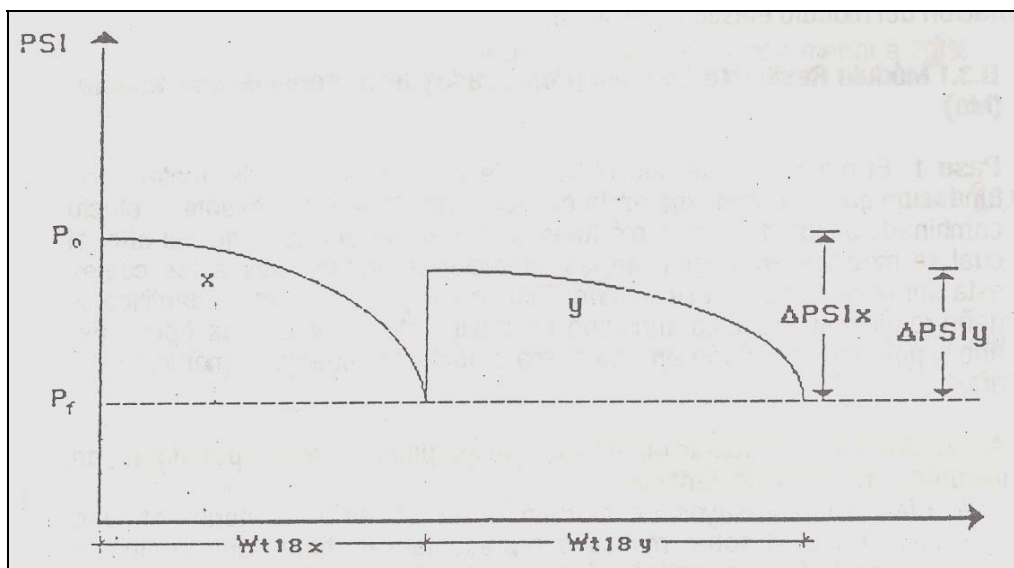


Figura 1.A: Variación de la servicapacidad de un pavimento por efecto de las cargas que actúan sobre la estructura.

### **B.3 Determinación de las propiedades de los materiales para el proceso de diseño de pavimentos flexibles.**

La base del Método AASHTO '93, para la caracterización de los materiales, tanto de la subrasante como los que conformarán las diferentes capas de la estructura, es la determinación del módulo elástico o resiliente.

#### **B.3.1 Módulo Resiliente Efectivo (Ponderado) del material de subrasante (MR)**

**Paso 1.** El método exige que el valor de módulo elástico del material de fundación que se introduzca en la ecuación de diseño, represente el efecto combinado de los diferentes módulos de ese material a lo largo del año, el cual se modifica en función de las condiciones ambientales a los cuales está sometido durante ese tiempo. Este valor, por otra parte, cuantifica el daño relativo al cual está sometido un pavimento durante cada época del año, y pondera este daño en una forma global para cualquier momento del año.

A este efecto la determinación del valor de MR puede lograrse por alguno de los procedimientos siguientes:

a. Efectuando ensayos de módulo resiliente en laboratorio (Método AASHTO T-274) sobre muestras representativas, bajo condiciones de esfuerzo y humedad similares áquellas de las épocas predominantes en el año, es decir las estaciones climatológicas durante las cuales se obtendrán valores significativamente diferentes. Estos resultados permitirán establecer relaciones entre diferentes módulos resilientes y contenidos de humedad, que puedan ser utilizadas conjuntamente con estimaciones de "humedades en sitio" bajo el pavimento, para establecer valores de módulo resiliente para las diversas estaciones climatológicas.

El "**Módulo Resiliente (MR)**", es el resultado de un ensayo dinámico, y se define como la relación entre el esfuerzo repetido masivo ( $\emptyset$ ) y la deformación axial recuperable ( $\sum a$ ).

$$Mr = \emptyset d / \sum a$$

El ensayo se realiza en una celda triaxial equipada con sistemas capaces de transmitir cargas repetidas. La briqueta de ensayo tiene generalmente 10 cm de diámetro por 20 cm de altura.

b. Estimando los valores de módulo resiliente a partir de correlaciones entre mediciones de deflexiones de pavimentos en servicio -en diversos momentos del año-.

c. Estimando los valores "normales" de módulo resiliente de los materiales, a partir de propiedades conocidas, tales como CBR, plasticidad, contenido de arcilla, etc. Luego, mediante la aplicación de relaciones empíricas se estima el módulo resiliente para diferentes épocas del año. Estas relaciones pueden ser del tipo: Módulo Resiliente en invierno = 20 a 30% del Módulo en verano.

Las ecuaciones de correlación recomendadas son las siguientes:

1. Para materiales de sub-rasante con CBR igual o menor a 7,2%

$$M_R = 1.500 * CBR$$

2. Para materiales de sub-rasante con CBR mayor de 7,2% pero menor o igual a 20,0%

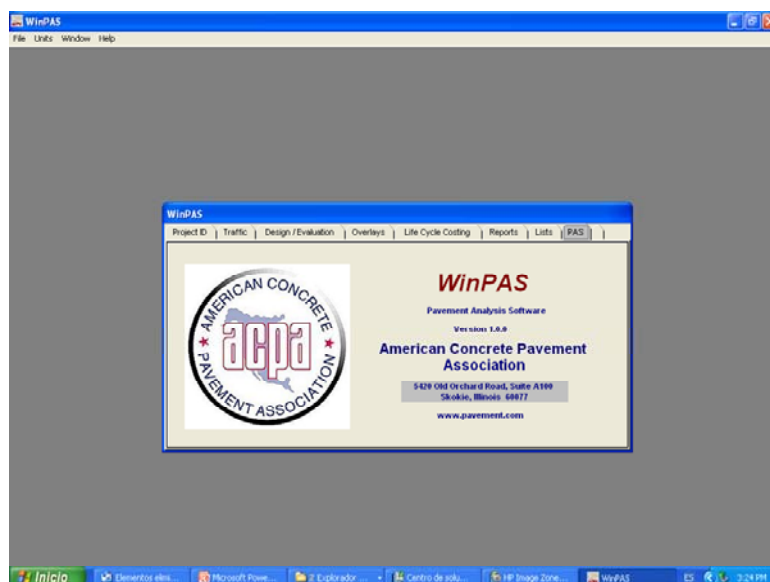
$$M_R = 3.000 * (CBR)^{0.65}$$

3. Para materiales de sub-rasante con valores de CBR mayores a 20,0%, se deberán emplear otras formas de correlación, tal como la recomendada por la propia Guía de Diseño AASHTO-93:

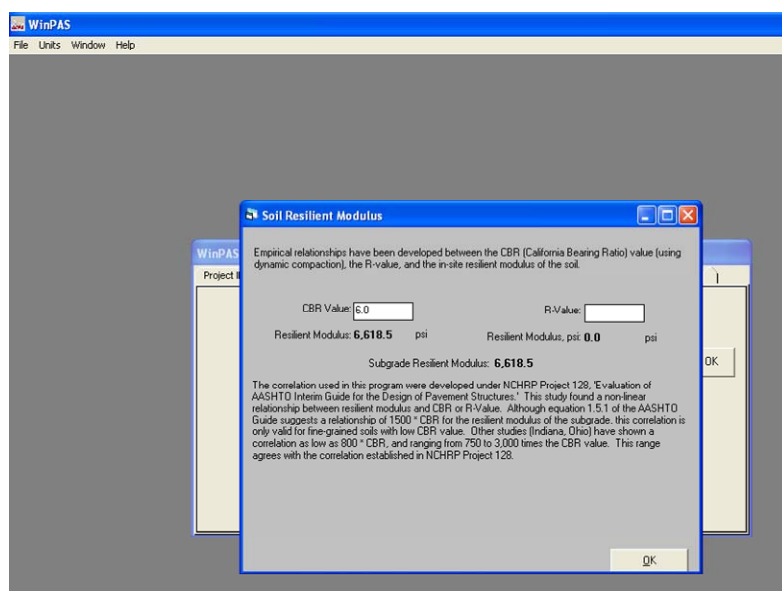
$$M_R = 4.326 * \ln(CBR) + 241$$

Nota: El valor resultante de estas correlaciones se mide en unidades de lb/pulg<sup>2</sup> -psi-.

d. Estimando los valores "normales" de módulo resiliente de los materiales de fundación a partir de las ecuaciones de correlación que están incluidos en el Programa PAS (Pavement Analysis System) desarrollado por la Asociación de Pavimentadores de Concreto de los Estados Unidos (ACPA) y el cual se ha suministrado como parte de este curso de diseño de pavimentos:



Dentro de este Programa hay un módulo que permite estimar los valores de MR a partir de los valores de CBR:



Estas ecuaciones toman, para el material de sub-rasante, las siguientes expresiones:

Rango de % de CBR	Ecuación de correlación PAS
$CBR \leq 7.2$	$MR = 875,15 * CBR + 1.386,79$
$7.2 < CBR \leq 20$	$MR = 1.941,54 * (CBR)^{0.68}$
$CBR > 20$	$MR = 11.253,50 * \ln CBR - 18.667,20$

**Paso 2.** Se divide el año en intervalos correspondientes a aquellos en los cuales los diferentes valores de módulos resilientes serán aplicables o efectivos en función de las condiciones de humedad que alcance el material de la fundación: saturado, húmedo o seco.

Se sugiere que el período más corto sea igual a medio (1/2) mes.

La Figura 3 se emplea convencionalmente para registrar las variaciones del módulo resiliente a lo largo del año, de acuerdo a la zona en la cual se ubica la vía cuyo pavimento se encuentra siendo diseñado. Debe acotarse que esta figura indica macro-climas, pudiendo, en una zona determinada existir un área con micro-clima diferente.

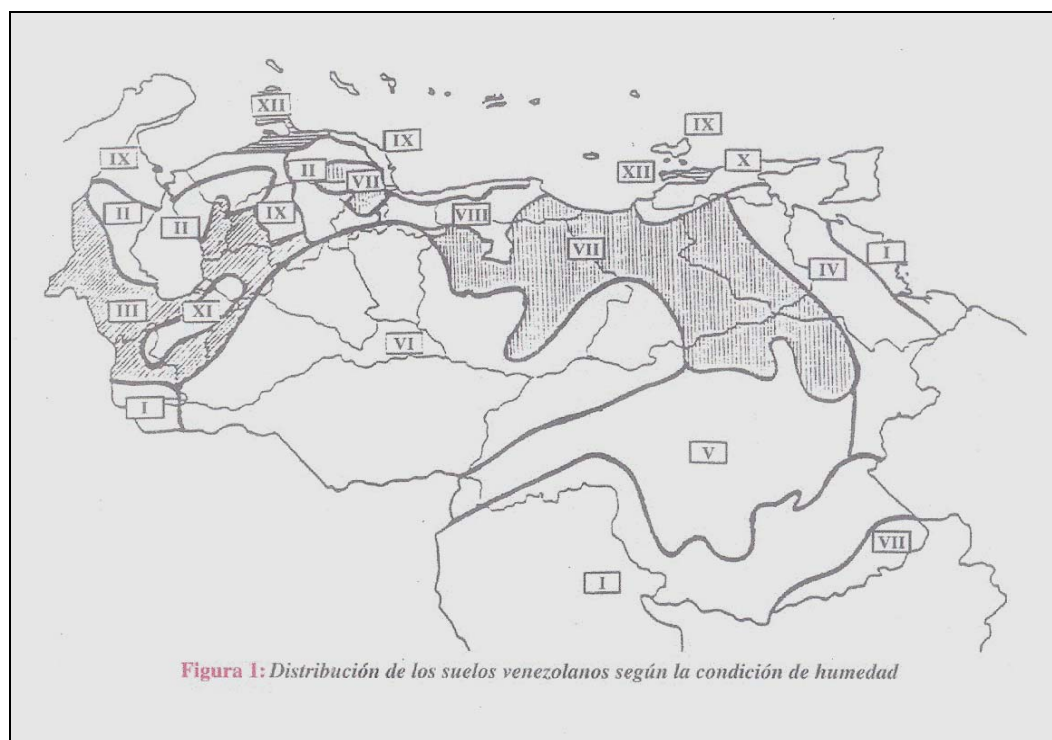


Figura 2: Distribución de los suelos venezolanos según la condición de humedad  
Ref: Jugo, Augusto: Validación del Método AASHTO-93 para Venezuela

**Paso 3.** Una vez ubicada la vía dentro de la zona de humedad correspondiente, se determina el número de meses en que los suelos de fundación permanecen en condiciones de secos, húmedos o saturados, mediante el empleo de la siguiente tabla:

ZONA CLIMÁTICA	MESES DE CONDICIÓN		
	SECA	HÚMEDA	SATURADO
I	2	2	8
II	6	4	2
III	3	3	6
IV	4	4	4
V	6	2	4
VI	5,5	3	3,5
VII	6	3	3
VIII	7	3	2
IX	10	1,5	0,5
X	7	4	1
XI	5	5	2
XII	12	0	0

**Tabla 1:** Zonas climáticas de Venezuela y número de meses en que los suelos de fundación permanecen en condiciones secas, húmedas y saturados

Tabla 1: Zonas climáticas de Venezuela y números de meses del suelo en condiciones de saturación, humedad cercana a la óptima y seca.

Fuente: Ing. Augusto Jugo B. (PhD).

**Paso 4.** Una vez conocidos los valores de  $M_R$  del material para cada estado de humedad, se determina el correspondiente "Valor de Daño Relativo ( $\square f$ )", a partir de la siguiente ecuación:

$$\square f = 1.18 * 10^8 * M_R^{(-2.32)}$$

Nota: en el caso venezolano, en donde aún no se ejecutan ensayos de módulo resiliente, es necesario estimar los valores de  $M_R$  del material de fundación a partir de las ecuaciones de correlación indicadas en el Aparte B.3.1 (Página 16).

**Paso 5.** Los valores de  $\square f$  se multiplican por el número de meses en que el material de fundación estará en cada condición de humedad, según la tabla del Paso 3.

**Paso 5.** Los valores obtenidos del Paso 4 se suman y se divide este total entre el número de lapsos, para determinar el "Valor de Daño Relativo Ponderado ( $\square f$ )".

**Paso 6.** Una vez conocido el valor de  $\square f$  ponderado, se calcula el  $M_R$  ponderado a partir de la misma ecuación indicada en el Paso 4.

d. En el caso de que no sea posible determinar el valor de MR por ninguno de los métodos anteriores, pueden seleccionarse los valores de Módulo Resiliente (MR), a partir de la Tabla III, la cual se basa en condiciones climatológicas de algunas regiones de los Estados Unidos.

TABLA III

Clima	Valores aproximados de Módulo Resiliente MR				
	Calidad Relativa del Material de Fundación				
	Muy pobre	Pobre	Regular	Buena	Muy buena
cálido-húmedo	2.800	3.700	5.000	6.800	9.500
Arido-seco	3.200	4.100	5.600	7.900	11.700

*Valor de MR en libras por pulgada cuadrada (psi)*

*Nota: valores aplicables preferiblemente en vías rurales de bajo tráfico.*

La Tabla III se refiere, tal como ha sido en ella indicado, a regiones de los Estados Unidos que tienen condiciones climáticas similares a los de Venezuela, específicamente el estado de Florida (cálido-húmedo) y los estados del medio oeste (Texas, Arizona, etc.) con su clima árido-seco.

El Ing. Luis Salamé ha desarrollado un trabajo titulado: "Métodos de Diseño de Pavimentos Flexibles para Vías de Bajo Volumen de Tránsito", en el cual presenta un conjunto de información que facilita la determinación de los valores del Módulo Resiliente del material de sub-rasante.

En este sentido, la Figura 2 muestra un mapa de las regiones pluvio-climáticas de nuestro país.



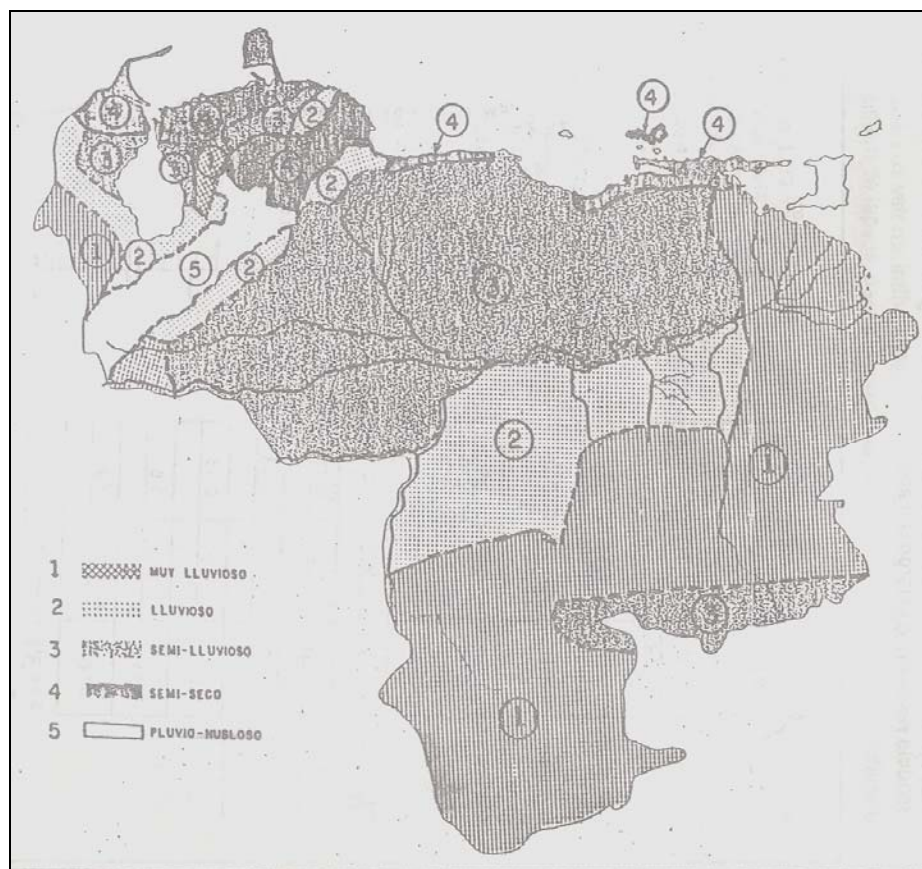


Figura 3: Áreas pluvioclimáticas de Venezuela

Fuente: Ing. Luis Salamé R.: "Método de Diseño de Pavimentos Flexibles para Vías de Bajo Volumen de Tráfico", 1990.

Basándose en las características ambientales de estas regiones, el Ing. Salamé propone la Tabla IV, la cual permite estimar el valor del MR de la sub-rasante.

TABLA IV

Región Climática	Valores aproximados de Módulo Resiliente (MR) en psi Calidad Relativa del Material de Fundación				
	Muy pobre	Pobre	Regular	Buena	Muy buena
1 (muy lluviosa)	2.875	3.700	5.000	7.000	11.000
2 (lluviosa)	3.250	4.100	5.500	8.000	14.000
3 (semi lluviosa)	3.625	4.500	6.000	9.000	17.000
4 (semi seca)	3.940	4.830	6.420	9.830	19.500
5 (pluvio-nublosa)	3.250	4.100	5.500	8.000	14.000

Fuente: Ing. Luis Salamé R.: "Método de Diseño de Pavimentos Flexibles para Vías de Bajo Volumen de Tráfico", 1990.

Otra información que el Ing. Salamé presenta en su excelente trabajo, se corresponde con la Tabla VI. Combinando entre sí los valores de esta tabla y con los tiempos de duración de las estaciones climatológicas en nuestro país (Tabla V), se pueden generar estimaciones racionales para los módulos resilientes ponderados, que son aplicables a nuestra realidad climatológica.

Debe entenderse que esta Tabla VI se utilizará sólo cuando no sea posible, práctico o económico, el realizar ensayos de laboratorio sobre los materiales que conformarán la sub-rasante del pavimento.

TABLA VI

---

Módulo de Elasticidad Estacional (MR) y CBR equivalente de la sub-rasante en función de la calidad del material

---

Calidad del material de la sub-rasante	MR		CBR	
	Estación lluviosa	Estación seca	Estación lluviosa	Estación seca
Muy bueno	8.000	20.000	5,3	18,5
Bueno	6.000	10.000	4,0	6,7
Regular	4.500	6.500	3,0	4,3
Malo	3.300	4.900	2,2	3,3
Muy malo	2.500	4.000	1,7	2,7

---

*Fuente: Ing. Luis Salamé R.: "Método de Diseño de Pavimentos Flexibles para Vías de Bajo Volumen de Tráfico", 1990.*

### B.3.2 Caracterización de los materiales y mezclas que conforman la estructura del pavimento

Aún cuando el concepto de "coeficientes estructurales" sigue siendo un criterio central en el Método AASHTO para el Diseño de Pavimentos, el procedimiento AASHTO '93 se apoya fundamentalmente en la determinación de las propiedades de los materiales y/o mezclas, para así lograr una estimación más científica de los coeficientes estructurales.

Los métodos de ensayo recomendados son los siguientes:

- a. Para materiales y/o mezclas de sub-base y bases no tratadas:  
Método de Ensayo AASHTO T-274, el cual permite determinar el valor del Módulo de Elasticidad Dinámico
- b. Para mezclas asfálticas y suelos estabilizados:  
Métodos de Ensayo ASTM D4123 ó ASTM C469, que permiten determinar el valor del Módulo Elástico

Tal como es el caso de los materiales de sub-rasante, no es fácil disponer de estos equipos de laboratorio en Venezuela, y debe recurrirse a métodos de estimación por correlación, o fundamentándose en fórmulas sencillas. Las más comunes y recomendadas son:

**a. Para materiales de sub-bases y bases no tratadas**

- Módulo de Elasticidad en las sub-bases granulares: "**Módulo de Elasticidad Dinámico (Esb) o Módulo Resiliente**"

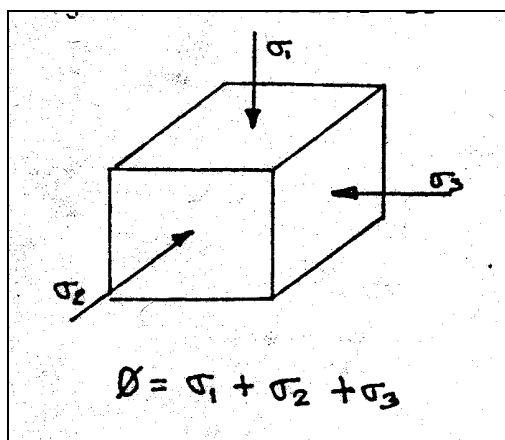


Figura 4: Esfuerzos actuantes sobre una capa de estructura de pavimento

Si ha sido definido a " $\sigma$ " como el "esfuerzo masivo", es decir la sumatoria de los esfuerzos principales, tal como se indica en la Figura 4, el módulo de elasticidad de los materiales que se emplean como capa de "sub-base" -que se denomina "**Módulo de Elasticidad Dinámico (Esb)**", puede ser determinado por la siguiente ecuación :

$$E_{sb} = K_1 \phi K_2$$

El valor del coeficiente **K1**, que es función del estado del material, será de 7.000 para el caso de que el material esté seco, de 5.400 para cuando está húmedo, y de 4.600 para el caso de que esté saturado. El valor de **K2** se toma como 0,60. En la Tabla VII se presentan los valores de  $\phi$ , que son función del espesor esperado de mezclas asfálticas en la estructura de pavimento.

Tabla VII

Determinación del valor de $\phi$ para sub-bases	
Espesor de asfalto (cm)	$\phi$
< 5,0	10,0
$\geq 5,0 \leq 10,0$	7,5
> 10,0	5,0

*Nota: valores válidos para espesores de sub-base entre 15,0 y 30,0 cm.*

El Programa PAS, por otra parte, presenta su propia ecuación de correlación para materiales con CBR  $\leq 80\%$ , comúnmente empleados para la construcción de sub-bases granulares y también en otros se toman para construir las capas de base, y la cual toma la siguiente expresión:

$$M_{R(\text{sub-base})} = 385,08 * \text{CBR} + 8.660 \text{ (psi)}$$

#### **b• Módulo de Elasticidad en las bases granulares: "Módulo de Elasticidad Dinámico (E) o Módulo Resiliente"**

En el caso de bases granulares, el Módulo de Elasticidad Dinámico (**Eb**), tiene la misma expresión que para las sub-bases, es decir:

$$E_b = K_1 \phi K_2$$

El coeficiente **K1**, función de la humedad del material de base, varía entre un valor de 8.000 cuando está seco, 9.000 cuando está húmedo, hasta 3.200 cuando se encuentra saturado. El coeficiente **K2**, por su parte varía entre **0,50** y **0,70**, adoptándose 0,60 como valor más frecuente.

La Tabla VIII permite seleccionar los valores de  $\emptyset$ , una vez estimados los valores de espesor total de mezclas asfálticas en la estructura del pavimento.

Tabla VIII  
Valores de  $\emptyset$  en materiales de base granular

espesor de asfalto (cm)	MR de la subrasante		
	3.000	7.500	15.000
< 5,0	20	25	30
≥ 5,0 < 10,0	10	15	20
≥ 10,0 < 15,0	5	10	15
> 15,0	5	5	5

Los valores de Esb y Eb que son empleados en las ecuaciones de diseño de espesores, tal como se verá más adelante, se expresan en unidades de libras por pulgada cuadrada "psi".

Los valores del módulo de elasticidad en los materiales granulares bases y sub-bases- aumentan a medida que se incrementa su densidad y aumenta la angularidad de las partículas que lo conforman. Por otra parte, se aumenta el valor de "E" al disminuir el grado de saturación de estos materiales.

El Programa PAS, por otra parte, presenta su propia ecuación de correlación para materiales con CBR > 80%, comúnmente empleados para la construcción de bases granulares, y la cual toma la siguiente expresión:

$$M_{R(\text{base})} = 321.05 * \text{CBR} + 13.327 \text{ (psi)}$$

#### c. Para mezclas asfálticas

Las ecuaciones de correlación que son más comúnmente aplicadas son las siguientes:

##### 1. Ecuación de Correlación N° 1

Una de las primeras ecuaciones de correlación fue desarrollada por los Ings. Kallas & Shook( 1971), y posteriormente modificada por M. Witczak durante la revisión del Método de Diseño para Pavimentos Flexibles del Instituto del Asfalto (IDA) del año 1981.

Esta ecuación se desarrolla a partir de los análisis de regresión sobre 369 valores de [Eca] obtenidos directamente en laboratorio sobre mezclas asfálticas en caliente, y su expresión es la siguiente:

$$\begin{aligned}\log [Eca] = & 0,553833 + 0,028829 (P200/f^{0,17033}) - 0,03476 V_v + \\ & + 0,070377 \mu(10^6, 70^\circ F) + 0,000005 T (1,3 + 0,49825 \log f) Pcam^{0,5} - \\ & - 0,00189 T (1,3 + 0,49825 \log f) (Pcam^{0,5}/f^{1,1}) + (0,931757/f^{0,02774})\end{aligned}$$

en donde:

**[Eca]** = módulo elástico de la mezcla asfáltica ( $10^5$  psi)

**P200** = porcentaje de material pasa el tamiz N° 200 en la combinación de agregados que conforma la mezcla asfáltica

**V<sub>v</sub>** = porcentaje de vacíos totales en la mezcla asfáltica

$\mu(10^6, 70^\circ F)$  = viscosidad a 70 °F, en poises, del cemento asfáltico empleado en la mezcla asfáltica

**f** = frecuencia de carga, en Hz (*este valor puede ser 2, 4 ó 6, pero normalmente se toma el valor medio de 4*)

**T** = temperatura promedio de trabajo de la mezcla asfáltica al ser colocada sobre el pavimento (*este valor normalmente se toma como 68 °F, para poder utilizar los gráficos de "ar" del método de diseño de pavimentos de la AASHTO*)

**Pcam** = porcentaje de asfalto en la mezcla asfáltica, expresado como porcentaje en peso de mezcla total

## 2. Ecuación de Correlación N° 2

Durante el período 1976-1980, la Universidad de Maryland en los Estados Unidos, bajo la dirección del mismo Ing. M. Witczak, realizó un amplio trabajo de laboratorio para ajustar la ecuación de Correlación N° 1, al hacerla extensiva a un mayor número y tipo de mezclas asfálticas en caliente. Este estudio contempló el ensayo de laboratorio de 810 mezclas adicionales, y mediante análisis de regresión se obtuvo la ecuación siguiente:

$$\begin{aligned}\log [Eca] = & 0,553833 + 0,028829 (P200/f^{0,17033}) - 0,03476 V_v + \\ & + 0,070377 \mu(10^6, 70^\circ F) + (0,931757/f^{0,02774}) + [0,000005 T \\ & (1,3 + 0,49825 \log f) - 0,00189 T (1,3 + 0,49825 \log f)/f^{1,1}] * (Pcam - \\ & Popt/cam + 4,0)^{0,5}\end{aligned}$$

en donde sus términos se corresponden exactamente con los definidos para la ecuación de correlación N° 1, y el nuevo término Popt/cam se define como:

**Popt/cam** = porcentaje óptimo de cemento asfáltico en la mezcla, obtenido de acuerdo al procedimiento Marshall

La Figura 5 permite estimar, en caso de que se vayan a emplear las Ecuaciones de Correlación N° 1 y N° 2, los valores de viscosidad de

los diferentes tipos de cementos asfálticos -en caso de no disponer de resultados directos de ensayos de laboratorio-, en función del tipo de C.A. y de la temperatura de aplicación.

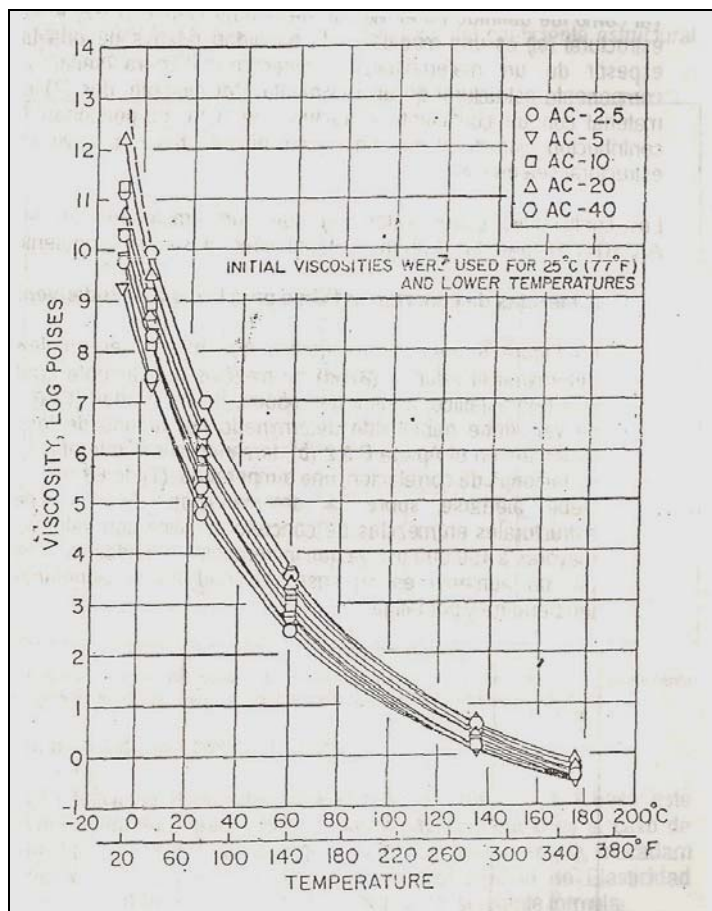


Figura 5: Relación entre la viscosidad y la temperatura para diferentes tipos de cementos asfálticos

### 3. Ecuación de correlación N° 3

El Ingeniero venezolano Freddy Sánchez Leal ha propuesto una nueva ecuación de correlación <sup>1</sup>, basada en análisis de regresión de resultados de ensayos Marshall y mediciones de módulo secante mediante el equipo de tensión indirecta.

Esta ecuación toma la siguiente forma:

$$[Eca] = 1.4 * (P/(\delta * t) * (a + 0.64v),$$

En donde:

[Eca] = Módulo elástico secante, en psi

P = Carga Marshall, en lbs

$\delta$  = Deformación (Flujo Marshall), en pulgadas

t = altura de la briqueta, en pulgadas  
(de no disponerse de esta medición en el ensayo, puede emplearse un valor de 2.50)

a = constante experimental (adimensional) que varía entre 20 y 26, sugiriéndose un valor de 23 como más frecuente

v = relación de Poisson para mezclas asfálticas, el cual se asume en 0.35

---

<sup>1</sup> Sánchez Leal, Freddy: "Obtención de módulos de elasticidad de mezclas asfálticas compactadas a través del ensayo Marshall. XV Simposio Colombiano de Pavimentos. Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia, Febrero de 2005.

---



### **B.3.3 Determinación de los coeficientes estructurales de los diversos materiales y/o mezclas que conforman la estructura del pavimento**

Tal como fue definido en el Método de Diseño AASHTO '72, el coeficiente estructural ( $a_i$ ) es una medida de la habilidad relativa de una unidad de espesor de un material/mezcla determinado, para servir como un componente estructural de un pavimento. Por ejemplo, dos (2) cm de un material con un coeficiente estructural de 0,20, proporcionan la misma contribución estructural que un (1) cm de otro material cuyo coeficiente estructural sea de 0,40.

Los coeficientes estructurales ( $a_i$ ) que son empleados en el Método AASHTO '93, para los diversos materiales/mezclas son los siguientes:

#### **a. Mezclas de concreto asfáltico para la capa de rodamiento y para mezclas en capas intermedias (distintas a rodamiento)**

##### **(a) Caso en que se conoce el Módulo Elástico de la mezcla asfáltica.**

La Figura 6 presenta un gráfico que puede ser empleado para determinar el valor de (**arod**) de mezclas densamente gradadas de concreto asfáltico, a partir del módulo de elasticidad [**Eca**], el cual, a su vez, debe haber sido determinado mediante el ensayo de laboratorio ASTM D4123 ó ASTM C469, o como es el caso de Venezuela, en que todavía no se dispone de ningún equipo capaz de realizar este ensayo, por alguno de ecuaciones de correlación indicadas en el Aparte B.3.2 (c). Hoy en día el lugar común es el de emplear la Ecuación de Correlación N° 3, ya que en toda Venezuela se ejecutan tanto a niveles de diseño de pavimentos, como de control de calidad durante la construcción, los Ensayos Marshall para las mezclas asfálticas en caliente.

Debe alertarse sobre la determinación de los coeficientes estructurales en mezclas de concreto asfáltico con valores de [**Eca**] mayores a 450.000 psi, ya que incremento en rigidez va acompañada por un aumento en su susceptibilidad en el agrietamiento por temperatura y por fatiga, en el caso de MAC convencionales, no así en MAC de “Alto Módulo”, las cuales son preparadas con asfaltos modificados, que les imparten propiedades especiales de elasticidad.

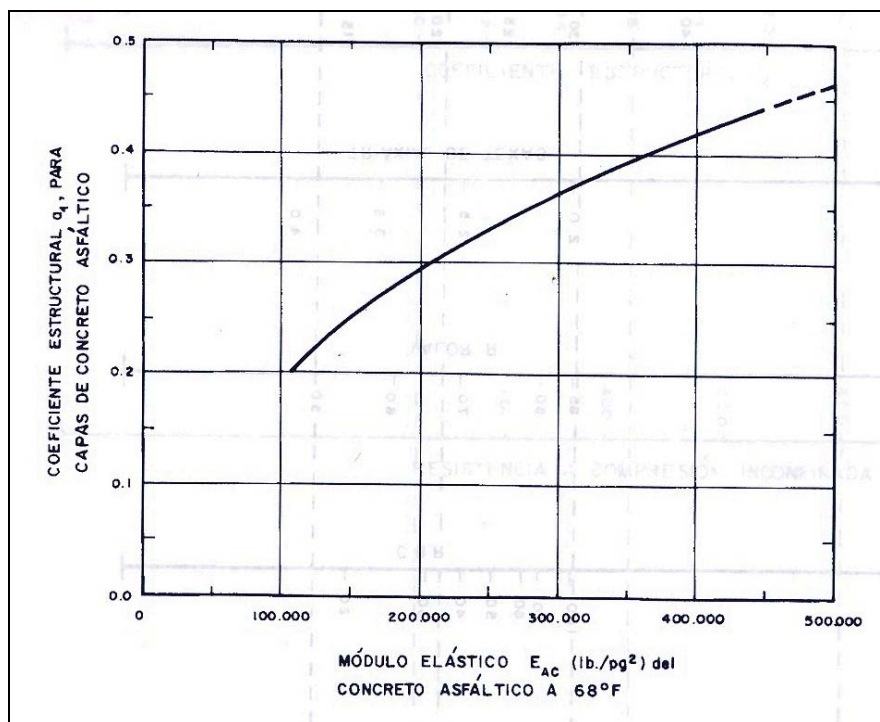


Figura 6: Valores del coeficiente estructural ( $a_1$ ) para mezclas de concreto asfáltico densamente gradadas empleadas como capa de rodamiento y/o capas intermedias, a partir del Módulo de Elasticidad

Muy recientemente, el NCAT ha concluido una investigación sobre los coeficientes estructurales en MAC de “Alto Módulo” y ha propuesto un nuevo gráfico para la determinación de los coeficientes estructurales, tal como se muestra en la Figura 6.a.

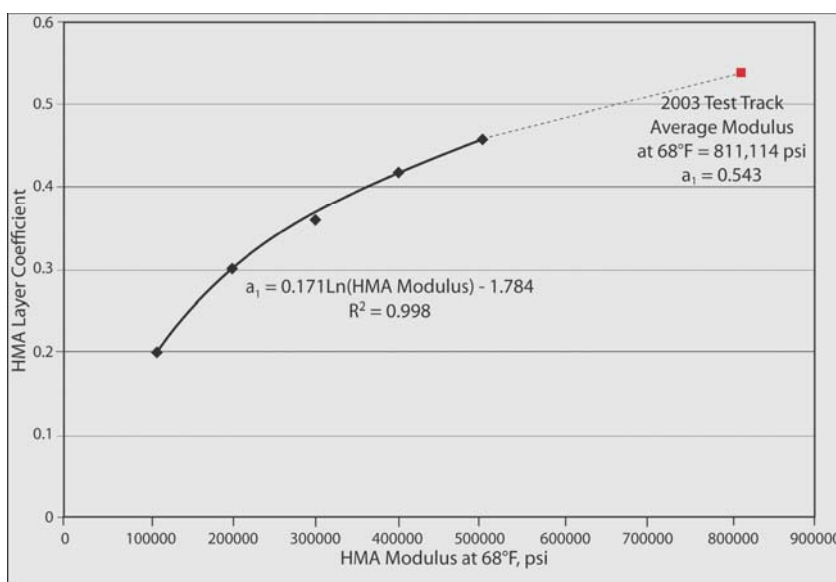


Figura 6.a: Valores de coeficiente estructural según correlación del NCAT

**(b) Caso en que NO se conoce el Módulo Elástico de la mezcla asfáltica.**

En el caso de que no se disponga del valor del Módulo de Elasticidad de la mezcla asfáltica, puede emplearse el gráfico de la Figura 7, para estimar el coeficiente estructural ( $a_{rod}$ ), a partir de la estabilidad Marshall de la mezcla. (Este gráfico es el mismo que se emplea en el Método AASHTO '72 para la determinación del coeficiente estructural de las capas de concreto asfáltico.

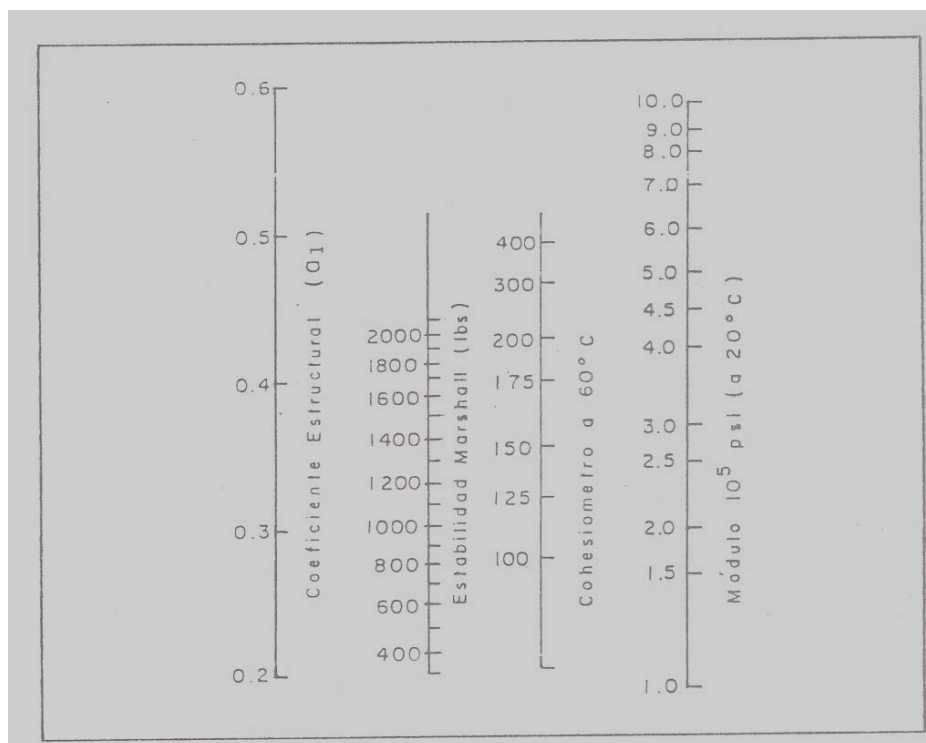


Figura 7: Valores del coeficiente estructural ( $a_r$ ) para mezclas asfálticas densamente gradadas empleadas como capa de rodamiento y/o intermedia,, a partir de la estabilidad Marshall

**b. Bases granulares no-tratadas**

El coeficiente estructural para el caso de que la capa base esté constituida por agregados no-tratados (**ab**) (tal como es el caso de las bases de piedra picada, grava triturada, grava cernida, macadam hidráulico, etc.), se determina, a partir del Módulo de Elasticidad (Módulo Resiliente) (**Eb**), mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$a_{\text{base granular}} = 0,249 (\log E_b) - 0.977$$

Para esta ecuación debe tomarse en cuenta que el valor se acota en un máximo de 0.14, excepto cuando se emplea agregado siderúrgico con CBR > 110%, cuando se acepta un valor de 0.15.

Esta ecuación se aplica en el caso de que el módulo ha sido obtenido a través de la ejecución del Ensayo AASHTO T-274, o a por medio de la ecuación de correlación indicada en el Aparte B.3.2 (b),.

También puede emplearse el gráfico de la Figura 8, para determinar el valor del coeficiente estructural de la capa base de material granular no-tratado, cuando se disponga del valor de CBR, Hveem o Triaxial de Texas.

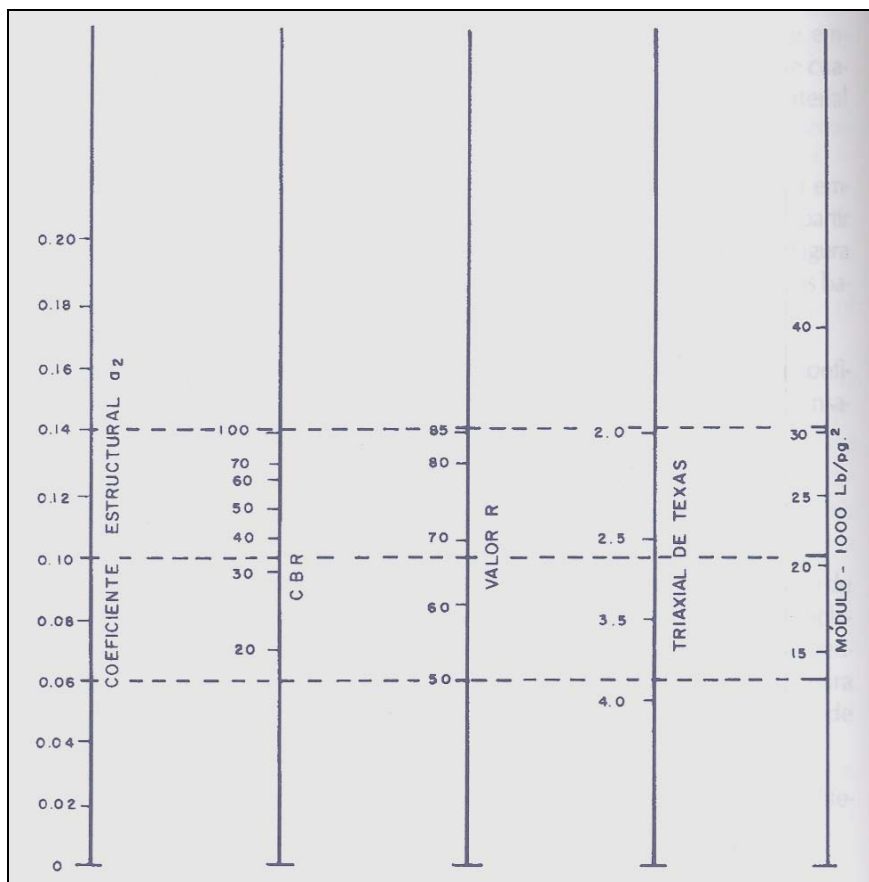


Figura 8: Valores del coeficiente estructural (ab) para bases granulares no-tratadas

### c. Sub-bases granulares no-tratadas

El coeficiente estructural para el caso de que la capa base esté constituida por agregados no-tratados (**asb**) (tal como es el caso de las sub-bases de grava cernida, granzón natural, granzón mezclado, etc.), se determina, a partir del Módulo de Elasticidad (Módulo Resiliente) (**Esb**), mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$a_{\text{sub-base}} = 0,227 (\log E_{\text{sb}}) - 0.839$$

Para esta ecuación debe tomarse en cuenta que el valor se acota en un máximo de 0.13.

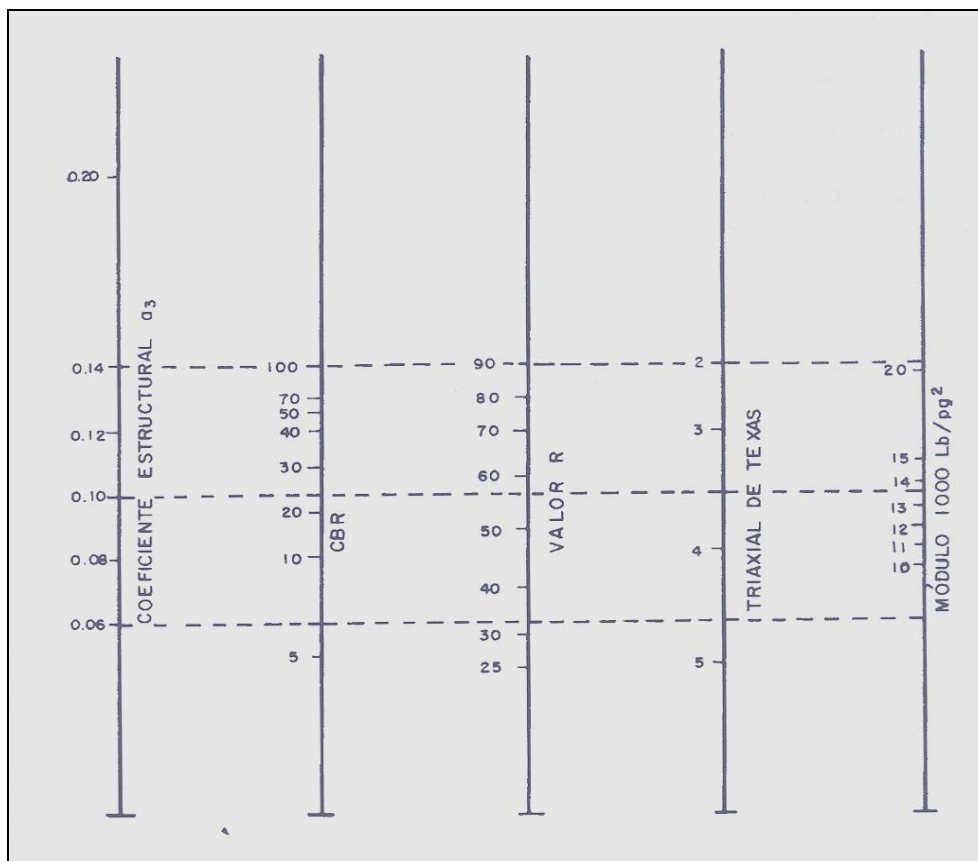
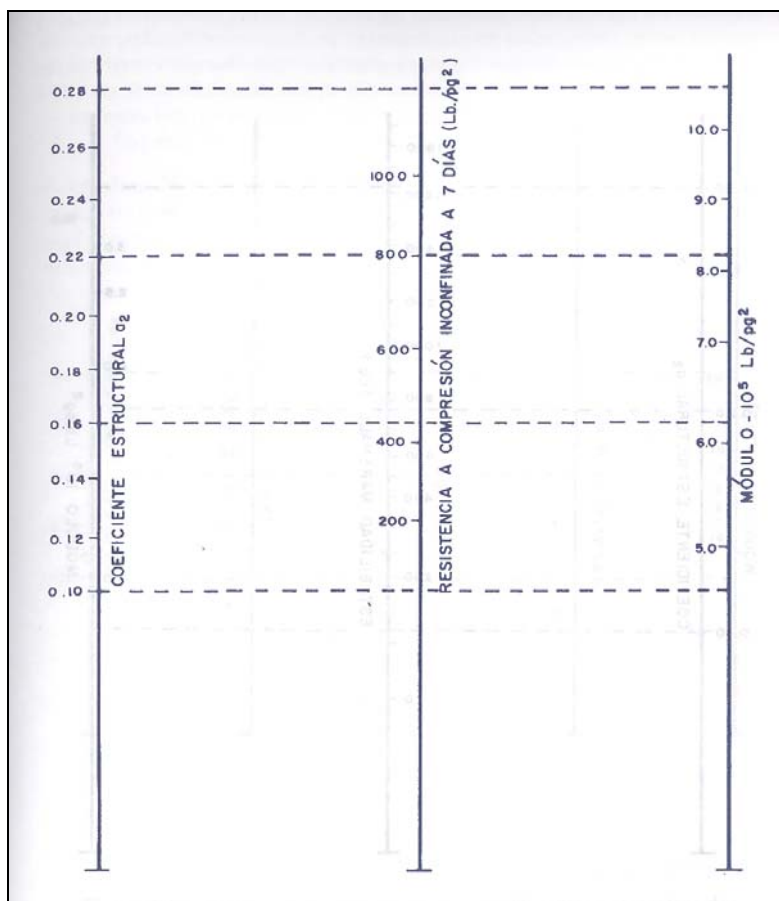


Figura 9: Valores del coeficiente estructural (asb) para subbases granulares no-tratadas

También puede emplearse el gráfico de la Figura 9, para determinar el valor del coeficiente estructural de la capa sub-base de material granular no-tratado, cuando se disponga del valor de CBR, Hveem o Triaxial de Texas.

#### d. Bases estabilizadas con cemento (suelo-cemento) y mezclas de REPACE

En el caso de que la capa base de la estructura del pavimento esté constituida por una mezcla de suelo-cemento, o por una mezcla asfáltica reciclada con cemento (REPACE), su coeficiente estructural (ab) debe ser determinado a partir de la Figura 10, lo cual puede ser logrado si se conoce el valor del Módulo de Elasticidad Dinámico (Módulo Resiliente) de la mezcla, o su resistencia a la compresión inconfiada, después de un proceso de 7 días de curado en cámara húmeda.



10: Valores del coeficiente estructural (ab) para bases de suelo-cemento

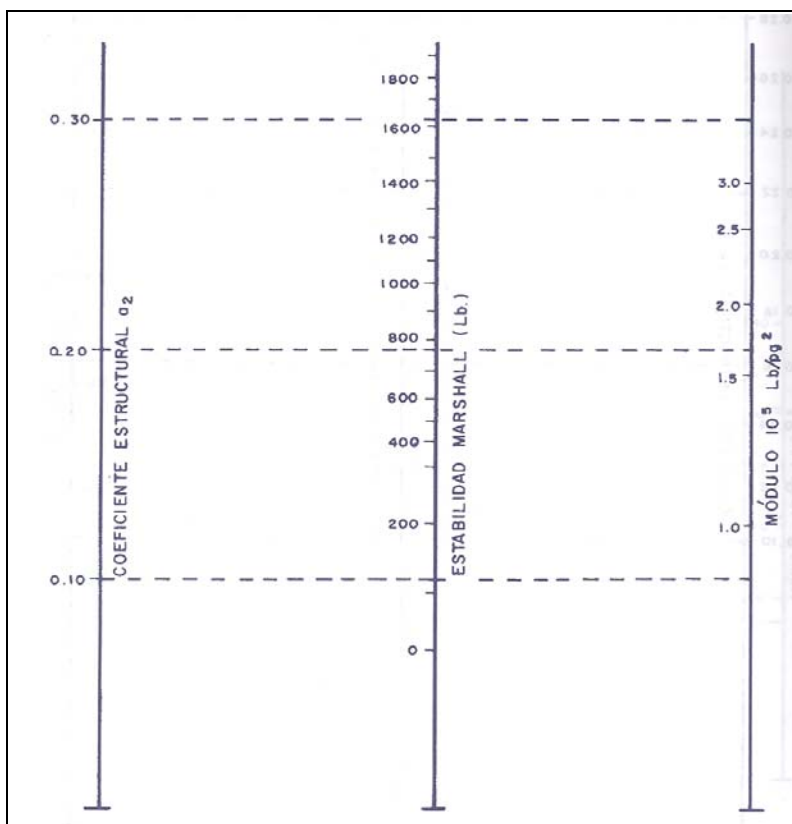
### e. Mezclas asfálticas producto del reciclaje en frío con asfalto espumado

En Venezuela ha comenzado a reciclarse mezclas asfálticas en frío, en sitio, con la adición de asfalto espumado. Para este tipo de mezcla el Manual de Reciclaje de la Wirtgen recomienda los siguientes coeficientes estructurales:

Resistencia la tracción indirecta kPa	100	150	200	300	400	500
Resistencia la tracción indirecta psi	14.5	21.8	29.0	43.5	58.0	72.5
Coeficiente estructural	0.13	0.16	0.21	0.26	0.30	0.35

**f. Mezclas asfálticas en frío empleadas como capa de base (distinta a rodamiento)**

En el caso de un pavimento de profundidad plena, o cuando la capa base vaya a estar conformada por una mezcla asfáltica en frío (mezcla con emulsión o asfalto diulido), el valor del coeficiente estructural ( $a_b$ ), debe ser determinado a partir de la Figura 11, lo cual puede ser logrado ya sea a partir del Módulo de Elasticidad de la mezcla asfáltica, o de su estabilidad Marshall (Ensayo Modificado)



11: Valores del coeficiente estructural ( $a_b$ ) para bases constituidas por mezclas asfálticas, con estabilidad medida por el Método Marshall

## B.4 Características estructurales del pavimento

El Método AASHTO '93 para el diseño de pavimentos flexibles proporciona un sistema para ajustar los coeficientes estructurales en forma tal que tomen en consideración de los niveles de drenaje sobre el comportamiento del futuro pavimento.

Los niveles de drenaje que han sido definidos en este método son:

TABLA IX  
Características de drenaje del material  
de base y/o sub-base granular

Nivel de Drenaje	Agua eliminada dentro de
Excelente	Dos (2) horas
Buena	Un (1) día
Regular	Una (1) semana
Pobre	Un (1) mes
Muy pobre	El agua no drena

El efecto de la calidad del drenaje sobre la estructura del pavimento se toma en cuenta a través de un "factor de ajuste (m)", -que se obtiene de la Tabla X, y por el cual se multiplican los coeficientes estructurales de la base (ab) o de la sub-base (asb), sólo en el caso de que los materiales/mezclas que constituyan estas capas sean del tipo no-tratados.

El factor de ajuste (m) es función de las características de drenaje del suelo de fundación -calificado según la Tabla IX-, y del tiempo durante el cual la sub-rasante podrá estar en condiciones de saturación.



TABLA X

Valores recomendados del Coeficiente de Ajuste (m) para los coeficientes estructurales de las capas de base y/o sub-bases no-tratadas				
Calidad de Drenaje de la Base o sub-base	Porcentaje del tiempo durante el cual la estructura del pavimento está sometido a condiciones de humedad cercanas a saturación			
	Menos del 1 %	Entre el 1 y 5 %	Entre el 5 y 25 %	Más del 25 %
Excelente	1,40 - 1,35	1,35 - 1,30	1,30 - 1,20	1,20
Buena	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,15 - 1,00	1,00
Regular	1,25 - 1,15	1,15 - 1,05	1,05 - 0,80	0,80
Pobre	1,15 - 1,05	1,05 - 0,80	0,80 - 0,60	0,60
Muy pobre	1,05 - 0,95	0,95 - 0,75	0,75 - 0,40	0,40

En Venezuela se emplea cada día con más frecuencia la Tabla 2, la cual ha sido propuesta por el Ing. Augusto Jugo, y en la cual se toma en consideración la información de humedad regional, tal como se ha ya comentado en la Figura 2 (página 19) y la tabla 1.(página 20).

Calidad del drenaje del material empleado en la base y/o sub-base	% del tiempo con la estructura próxima a saturación			
	1 %	1 % al 5 %	5 % al 25 %	> 25 %
	Región del país			
	XII	IX	II, VII, VIII, X, XI	I, III, IV, V, VI
Excelentemente drenante	1,20	1,20	1,20	1,20
Bien drenante	1,20	1,20	1,10	1,00
Regularmente drenante	1,20	1,10	0,90	0,80
Mal drenante	1,10	0,90	0,80	0,80
Muy mal drenante	1,00	0,85	0,80	0,80

**Tabla 2:** Valores de coeficientes de drenaje para materiales granulares de sub-bases y bases.

Es conveniente señalar que las condiciones de drenaje del material de fundación y los coeficientes de ajustes (m) para el sitio y condiciones en donde se ejecutó el Experimento Vial de la AASHO son "Condición de

"Drenaje Regular" y tanto a "mb" como a "msb" se le asignan valores de uno (1,00).

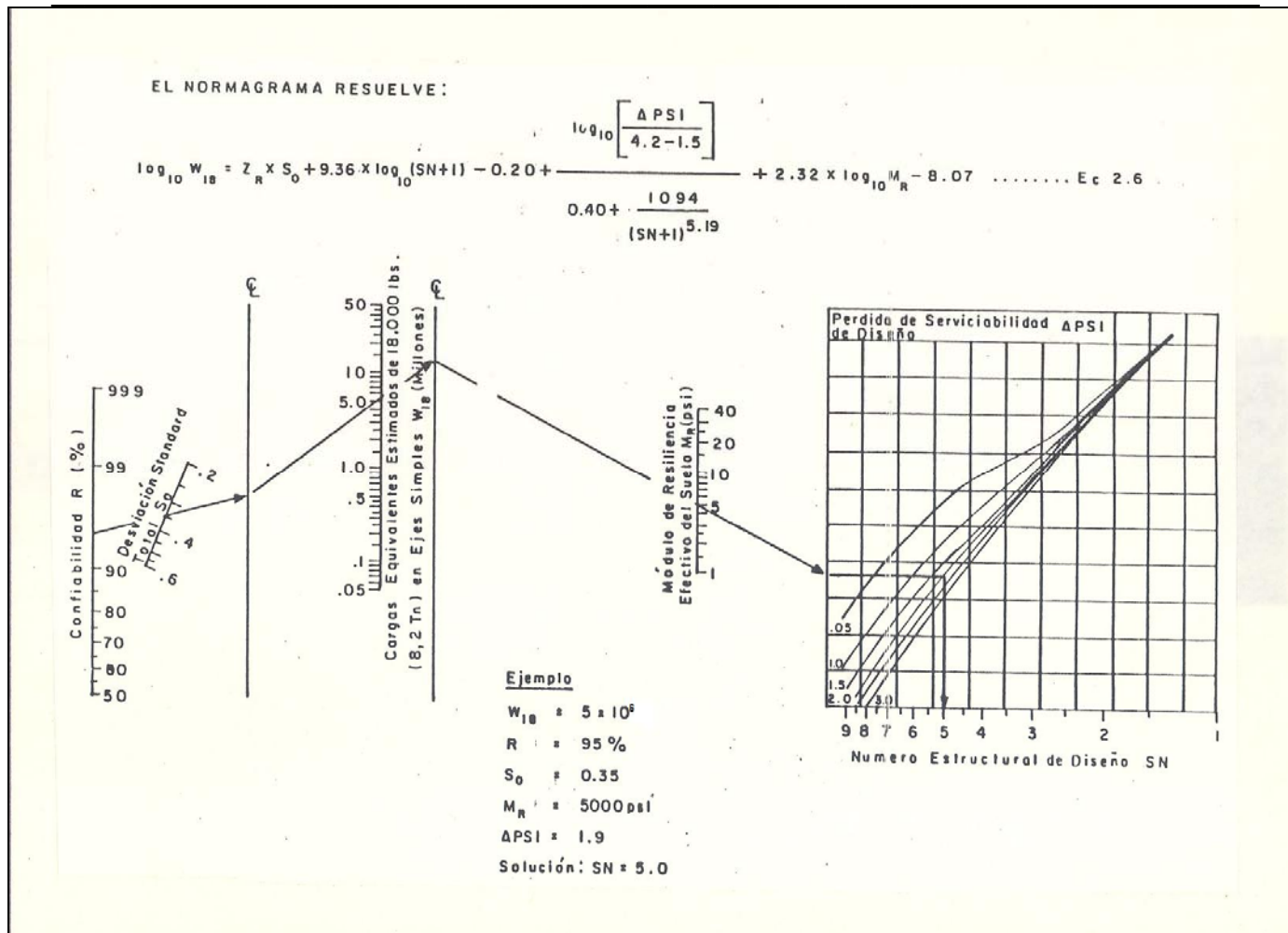


Figura 12: Nomograma para resolver la Ecuación AASHTO-93

## C. Procedimiento de diseño de pavimentos AASHTO '93

### C.1 Variables de diseño

Los factores de diseño que participan en la ecuación (variables independientes) son los siguientes:

1. Cargas equivalentes en el período de diseño (**Wt18**), estimadas según se indicó en el Aparte B.1.2
2. La confiabilidad en el diseño (**R**), estimado según se indicó en el Aparte B.1.3, **la cual condiciona que cada una de las otras variables de diseño se correspondan con su valor promedio**, es decir no deben ser ajustadas por el Proyectista hacia valores más conservadores, ya que el factor de ajuste se considera en forma global dentro de este concepto de confiabilidad
3. La desviación estándar del sistema (**So**), determinada según se establece en el Aparte B.1.3
4. El valor del Módulo Resiliente Efectivo (Ponderado) del material de subrasante (**MR**), determinado de acuerdo a lo indicado en el Aparte A.3.1.
5. El valor del Módulo Resiliente de los materiales granulares empleados como base y/o sub-base.
6. La pérdida de servicapacidad en el período de diseño (**ΔPSI**), la cual debe ser determinada de acuerdo a lo señalado en el Aparte B.2

### C.2 Ecuación de diseño

La ecuación de diseño que corresponde al Método de Diseño AASHTO '93, tal como ha sido ya señalado, es la siguiente:

$$\log_{10} Wt18 = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10} (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

**Nota:** En la Figura 12 (página 3-40) se presenta un Nomograma que resuelve esta ecuación.

### C.3 Determinación del Número Estructural (SN/i)

Una vez que las variables de diseño mencionadas en el Aparte C.1 han sido introducidas en la ecuación AASHTO '93, se resuelve la ecuación para obtener el valor de SN. El proceso se simplifica mediante un proceso iterativo, en vez de despejar el valor de SN. Para esto se sustituyen todas las variables de diseño, excepto  $Wt_{18}$ , y se van dando valores al término SN, hasta lograr que con un determinado valor de SN se logre obtener un valor para  $Wt_{18}$  **igual** al que se conoce como variable de diseño.

Es muy importante señalar que esta ecuación RESUELVE LA POTENCIA ESTRUCTURAL SOBRE LA CAPA CUYO MÓDULO RESILIENTE HA SIDO SUSITUIDO EN LA ECUACIÓN (SN/i), Y NO PUEDE RESOLVERSE PARA MATERIALES CON MÓDULOS MAYORES A 45.000 psi, lo que es lo mismo que decir que solo se resuelve para materiales a los cuales se les pueda realizar un ensayo del tipo CBR.

### C.4 Determinación de los espesores de cada capa

Mediante la aplicación de la ecuación indicada anteriormente para SN/i, a saber:

$$SN/i = a_{rod} * e_{rod} + a_{int} * e_{int} + a_b * e_b * m_b + a_{sb} * e_{sb} * m_{sb}$$

El Proyectista puede identificar un conjunto de espesores de capas, que en función de sus correspondientes coeficientes estructurales, se corresponda con el valor de SN/i deseado.

en donde:

$a_{rod}$  = coeficiente estructural de la mezcla de concreto asfáltico empleada en la capa de rodamiento

$a_{int}$  = coeficiente estructural de la mezcla de concreto asfáltico empleada en la capa intermedia

$a_b$  = coeficiente estructural del material/mezcla empleado en la capa base

$a_{sb}$  = coeficiente estructural del material/mezcla empleado en la capa sub-base

$e_{rod}$  = espesor, en pulgadas, de la mezcla de concreto asfáltico empleada en la capa de rodamiento

$e_{int}$  = espesor, en pulgadas, de la mezcla de concreto asfáltico empleada en la capa asfáltica intermedia

eb = espesor, en pulgadas, del material/mezcla empleado en la capa base

esb = espesor, en pulgadas, del material/mezcla empleado en la capa sub-base

mb = coeficiente de ajuste del coeficiente estructural en caso de que la capa base esté constituida por material no-tratado. Para MAC y materiales estabilizados con cemento este coeficiente de drenaje es siempre igual a uno (1).

msb = coeficiente de ajuste del coeficiente estructural en caso de que la capa sub-base esté constituida por material no-tratado

Esta ecuación no tiene, en consecuencia, una única solución: existirán muchas posibles combinaciones de espesores que satisfagan un determinado valor de SN. Existen, sin embargo, ciertas condiciones que limitan estas posibles soluciones y evitan la posibilidad de presentar un diseño que fuese impráctico e inconstruible. Estas limitaciones son referidas a:

- a. Análisis multicapa
- b. Estabilidad y posibilidad de construcción
- c. Consideraciones económicas

#### **a. Criterio de Análisis multicapa**

La estructura de un pavimento flexible es un sistema multicapa, y debe ser diseñada en forma que cualquier capa de agregado no-tratado reciba esfuerzos verticales que no resulten en deformaciones permanentes, lo cual es, a su vez, función de las imposiciones del tráfico.

a.1 Mediante la aplicación de la ecuación de diseño, o de la Figura 12, se obtiene el valor de SNcalculado/base -tomando como dato de entrada para la calidad del material el Módulo Elástico de la base-. El espesor mínimo de la mezcla asfáltica de rodamiento resulta al dividir el SNcalculado/base, entre el coeficiente estructural de esta mezcla (arod), o sea:

$$\text{erod (mínimo)} = (\text{SNcalculado/base}) / \text{a rod}$$

Debe entonces seleccionarse un valor de espesor de rodamiento que sea igual o mayor al así calculado y que sea posible de construir. Este valor se ha denominado " $e^{\odot}\text{rod}$ ", resultando, en consecuencia, que:

$$e^{\odot}\text{rod} \geq (\text{SN/base}) / \text{arod}$$

y por lo tanto se tendrá que el valor real (de diseño final o construcción) del Número Estructural sobre la base no tratada ( $SN^{\odot}/base$ ), será igual a:

$$(SN^{\odot}/base) = a_{rod} * e^{\odot}_{rod} \geq (SN_{calculado}/base)$$

a.2 El valor mínimo requerido para espesor de la capa base se determina de una manera similar, a saber:

El valor de ( $SN^{\odot}/base$ ) se resta del valor del Número Estructural requerido para proteger la sub-base -el cual ha sido calculado por la misma ecuación de diseño pero con la variable del Módulo Elástico de la sub-base como valor de entrada en la ecuación-, y esta cantidad se divide entre el coeficiente estructural de la base no-tratada y el coeficiente de ajuste por drenaje ( $m_i$ ), resultando un número que será igual al espesor mínimo de capa de base, es decir:

$$e_{base}(mínimo) = [(SN_{calculado}/subbase) - (SN^{\odot}/base)] / a_{base} * m_{base}$$

El valor seleccionado definitivamente para el espesor de la base debe ser igual o mayor a este mínimo-calculado, también en función de los espesores mínimos de construcción. A este valor se le ha identificado como ( $e^{\odot}_{base}$ ),

y se debe cumplir que

$$e^{\odot}_{base} \geq [(SN_{calculado}/subbase) - (SN^{\odot}/base)] / a_{base} * m_{base}$$

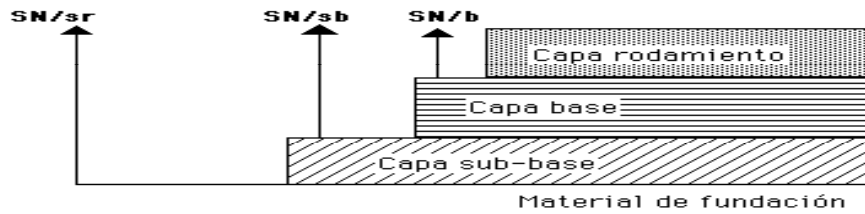
a.3 Se tiene, en consecuencia, que el Número Estructural Real (o de construcción) proporcionado por los espesores ya seleccionados de rodamiento y base, será igual a:

$$SN^{\odot}/subbase = a_{rod} * e^{\odot}_{rod} + e^{\odot}_{base} * a_{base} * m_{Base} \geq SN_{calculado}/subbase$$

a.4 El espesor de la sub-base se determina de una manera similar a las anteriores:

a partir de la ecuación de diseño (o del nomograma de la Figura 12), se ha calculado el valor de número estructural sobre la subrasante (empleando para ello el valor de Módulo Resiliente Ponderado de la subrasante), siendo este valor  $SN_{calculado}/sr$ . De este valor se resta el de  $SN^{\odot}/subbase$ , y el resultado se divide entre el coeficiente estructural de la sub-base y el coeficiente de ajuste por drenaje ( $m_i$ ), resultando un número que será igual al espesor mínimo de capa de sub-base, es decir :

$$e_{sub-base}(mínimo) = (SN_{calculado}/sr) - [(SN^{\odot}/base) + (SN^{\odot}_{base})] / a_{sub-base} * m_{sub-base}$$



$$e^{\odot}_{\text{rod}} \geq (\text{SN}/\text{base}) / a_{\text{rod}}$$

$$(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) = a_{\text{rod}} * e^{\odot}_{\text{rod}} \geq (\text{SN}_{\text{calculado}}/\text{base})$$

$$e^{\odot}_{\text{base}} \geq [(\text{SN}_{\text{calculado}}/\text{subbase}) - (\text{SN}^{\odot}/\text{base})] / a_{\text{base}} * m_{\text{base}}$$

$$\text{SN}^{\odot}_{\text{base}} = e^{\odot}_{\text{base}} * a_{\text{base}} * m_{\text{base}}$$

$$(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) + (\text{SN}^{\odot}_{\text{base}}) \geq (\text{SN}_{\text{calculado}}/\text{subbase})$$

$$e^{\odot}_{\text{sub-base}} \geq (\text{SN}_{\text{calculado}}/\text{sr}) - [(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) + (\text{SN}^{\odot}_{\text{base}})] / a_{\text{sub-base}} * m_{\text{subbase}}$$

Nota: un símbolo © en un valor de espesor o de SN significa el valor real, una vez seleccionado el valor del espesor que será empleado en la construcción del pavimento.

*Figura 13: Procedimiento en Método AASHTO-1993 para la determinación de los espesores de las capas de un pavimento flexible*

El valor seleccionado definitivamente para el espesor de la sub-base debe ser igual o mayor a este mínimo-calculado, también en función de los espesores mínimos de construcción. A este valor se le ha identificado como ( $e^{\odot}_{\text{sub-base}}$ ), y se debe cumplir que

$$e^{\odot}_{\text{sub-base}} \geq (\text{SN}_{\text{calculado}}/\text{sr}) - [(\text{SN}^{\odot}/\text{base}) + (\text{SN}^{\odot}_{\text{base}})] / a_{\text{sub-base}} * m_{\text{sub-base}}$$

**Nota importante:**

***El procedimiento descrito anteriormente producirá diseños que satisfacen los requisitos para la protección de todas y cada una de las capas del pavimento, sin embargo nunca debe ser aplicado para determinar los espesores sobre materiales/mezclas que tengan módulos de elasticidad mayores de 45.000 psi.***

***En tales casos -cuando se encuentren materiales de "tan alto módulo", los espesores sobre ellos deben ser establecidos en función de criterios de costo y mínimos de construcción posibles y prácticos.***

***Nota: El Programa PAS acota este valor máximo en 50.000 psi.***

**b. Criterios de estabilidad y posibilidad de construcción**

Es normalmente impráctico y antieconómico el extender y compactar capas que tengan un espesor menor a determinados mínimos. El tráfico, por otra parte, puede dictaminar otros espesores mínimos recomendables para lograr que las mezclas tengan estabilidad y cohesión satisfactorias. La Tabla XI, que se presenta a continuación, sugiere algunos espesores mínimos para capas de rodamiento y bases, en función de los valores de cargas equivalentes en el período de diseño.

TABLA XI  
Espesores mínimos para capas de concreto asfáltico y base,  
en función del tráfico esperado

Cargas equivalentes (período diseño)	Espesor mínimo (cm)	
	Mezcla asfáltica (todas las capas)	Base y/o sub- Base granular
< 50.000	2,5 (*)	10,0
50.000 - 150.000	5,0	10,0
150.000 - 500.000	6,25	10,0
500.000 - 2.000.000	7,5	15,0
2.000.000 - 7.000.000	8,75	15,0
> 7.000.000	10,0	15,0

(\*) o tratamiento superficial, según tipo de vía

La Tabla XII, por su parte, indica los espesores mínimos en función de la facilidad y posibilidad de construcción, que a su vez depende de los tipos de equipos que se emplean en campo.



TABLA XII

Espesores mínimos por razones constructivas			
Tipo de mezcla	Espesor mínimo (cm) Por cada capa a construir		
Concreto asfáltico	2,5	veces	tamaño nominal máximo del agregado en la mezcla
Base granular			10,0
Sub-base granular			10,0
Suelo-cemento			15,0

**c. Criterio de costos de cada alternativa**

Una vez que se ha establecido el espesor mínimo, de acuerdo a los criterios que han sido descritos, debe analizarse en función de los costos unitarios de las diversas alternativas y/o combinaciones de espesores. Para que este análisis sea más práctico y sencillo, normalmente se lleva el costo de cada solución a la unidad de **Bs/m<sup>2</sup>**, escogiéndose aquella que, cumpliendo con todos los requisitos técnicos, sea la más económica.

